CAPITULO XI

INTRODUCCION AL PROBLEMA DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS

XI-1. Introducción a los estados de esfuerzos y deformaciones planos

Se dice que un medio continuo está sometido a un *estado de esfuerzos plano continuo* cuando puede determinarse un plano al que resulten paralelos los segmentos dirigidos representativos de los esfuerzos en todos los puntos de dicho medio. Es decir, los esfuerzos normales y tangenciales paralelos a la normal a ese plano determinado son nulos en todos los puntos del medio ($\sigma_x = \tau_{xy} = \tau_{xz} = 0$). Además, los esfuerzos no nulos son independientes de la coordenada x.

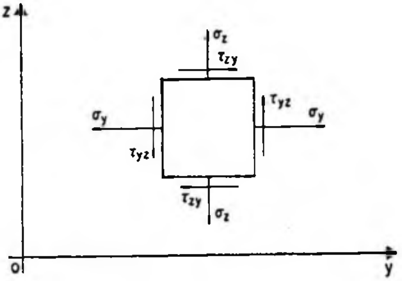


FIG. XI-1. *Volumen elemental de un medio continuo sujeto a un estado de esfuerzo plano*

Se dice que un medio continuo está sometido a un estado continuo *de deformación plana* cuando, para todos los puntos del medio, puede determinarse un plano en el cual las deformaciones normales asociadas a él sean nulas y cuando, simultáneamente, existen otros dos planos normales al primero y entre sí, en los que las deformaciones angulares asociadas sean también nulas.

En los análisis que siguen se supondrá la existencia de un estado de esfuerzos plano y, posteriormente, se discutirá la aplicabilidad de las conclusiones obtenidas a un estado de deformación plana.

Si se elige como plano coordenado YZ aquél al que resultan paralelos los segmentos dirigidos representativos de los esfuerzos, un volumen elemental del medio continuo quedaría como el representado en la fig. XI-1.

En esa figura se ha representado al elemento visto desde la cara positiva X, lo cual no hace perder generalidad en virtud de que en las caras X no actúan esfuerzos.

Debe notarse que como no hay incremento del esfuerzo al pasar de una cara a su paralela, los esfuerzos que aparecen en la fig. XI-2 deben interpretarse como los de todos los puntos de una recta perpendicular al plano YZ, que pasa por un punto P relacionados a cuatro planos definidos respectivamente por los vectores unitarios o versores $\bar{n}_1(0, 1, 0)$, $\bar{n}_2(0, 0, 1)$, $\bar{n}_3(0, -1, 0)$ y $\bar{n}_4(0, 0, -1)$.

Según la Teoría de la Elasticidad el estado de esfuerzos plano en un punto está definido cuando se conocen los esfuerzos en ese punto, asociados a dos planos cualesquiera paralelos al eje X y mutuamente perpen-

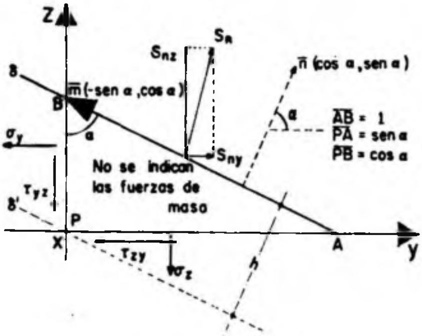


FIG. XI-2. *Esfuerzos en un punto P de un medio en estado de esfuerzo plano*

diculares. En efecto, considérense conocidos los esfuerzos en P, ligados a los planos XY y XZ, cuyas trazas con el plano YZ son los ejes Y y Z, respectivamente (fig. XI-2).

Del equilibrio del prisma triangular en la fig. XI-2 se deduce:

$$\Sigma F_y = 0; \quad s_{ny} - \sigma_y \cos\alpha - \tau_{yz} \operatorname{sen}\alpha + 1/2\, Yh = 0$$

$$\Sigma F_z = 0; \quad s_{nz} - \sigma_z \operatorname{sen}\alpha - \tau_{zy} \cos\alpha + 1/2\, Zh = 0$$

Las fuerzas Y y Z son las componentes de las fuerzas de masa en las direcciones de los ejes Y y Z, respectivamente. Si ahora $h \to 0$, con lo que $\delta \to \delta'$ se tiene:

$$s_{ny} = \sigma_y \cos\alpha + \tau_{yz} \operatorname{sen}\alpha$$

$$s_{nz} = \sigma_z \operatorname{sen}\alpha + \tau_{zy} \cos\alpha \qquad (11\text{-}1)$$

O sea, que si se conocen los esfuerzos en un punto P, ligados a dos planos ortogonales paralelos al eje X, puede conocerse el esfuerzo en P ligado a cualquier otro plano paralelo al eje X.

Las componentes normal (σ_n) y tangencial (τ_n) del esfuerzo total s_n, asociado al plano $\overline{AB}$, definido por el versor $\overline{n}(\cos\alpha, \operatorname{sen}\alpha)$, pueden obtenerse sencillamente también con los productos escalares:

$$\sigma_n = \overline{s}_n \cdot \overline{n}$$
$$\tau_n = \overline{s}_n \cdot \overline{m} \qquad (11\text{-}2)$$

$\overline{n}$ y $\overline{m}$ son los versores normal y tangente al plano $\overline{AB}$, con las direcciones indicadas en la fig. XI-2.

De las ecuaciones (11-2) se tiene, aplicando una expresión conocida del producto escalar en función de las componentes de los factores:

$$\sigma_n = s_{ny}\cos\alpha + s_{nz}\operatorname{sen}\alpha$$
$$\tau_n = -s_{ny}\operatorname{sen}\alpha + s_{nz}\cos\alpha$$

De donde:

$$\sigma_n = (\sigma_y\cos\alpha + \tau_{yz}\operatorname{sen}\alpha)\cos\alpha + (\sigma_z\operatorname{sen}\alpha + \tau_{zy}\cos\alpha)\operatorname{sen}\alpha$$
$$\tau_n = -(\sigma_y\cos\alpha + \tau_{yz}\operatorname{sen}\alpha)\operatorname{sen}\alpha + (\sigma_z\operatorname{sen}\alpha + \tau_{zy}\cos\alpha)\cos\alpha$$

y finalmente:

$$\sigma_n = \sigma_y\cos^2\alpha + \sigma_z\operatorname{sen}^2\alpha + 2\tau_{yz}\operatorname{sen}\alpha\cos\alpha \qquad (11\text{-}3)$$
$$\tau_n = (\sigma_z - \sigma_y)\operatorname{sen}\alpha\cos\alpha + \tau_{yz}(\cos^2\alpha - \operatorname{sen}^2\alpha) \qquad (11\text{-}4)$$

En Teoría de la Elasticidad se demuestra que existen planos ortogonales entre sí, llamados principales de esfuerzo, en los que los esfuerzos tangenciales son nulos, existiendo únicamente esfuerzos normales, denominados principales; se demuestra también que en un estado de esfuerzos plano, hay dos planos principales, con su correspondiente esfuerzo principal ligado; uno de éstos es el mayor de todos los esfuerzos normales actuantes en el punto considerado, mientras es el otro es el menor.

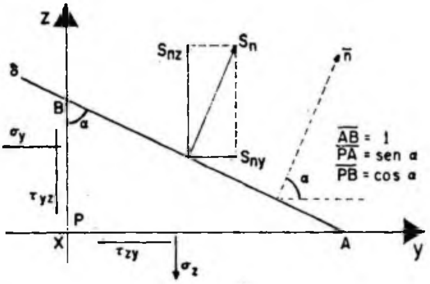


FIG. XI-3. *Determinación de esfuerzos y planos principales*

A continuación se calcula el valor de esos esfuerzos principales y la orientación de los planos principales en que actúan.

Considérese que el esfuerzo en P, ligado al plano δ, sea principal. (fig. XI-3). Entonces:

s_n será normal a dicho plano y, por lo tanto, podrá escribirse simplemente:

$$s_{ny} = s_n\cos\alpha$$
$$s_{nz} = s_n\operatorname{sen}\alpha$$

Llevando estos valores a las ecuaciones generales (11-1), se obtiene:

$$s_n \cos\alpha = \sigma_y \cos\alpha + \tau_{yz} \operatorname{sen}\alpha$$

$$s_n \operatorname{sen}\alpha = \sigma_z \operatorname{sen}\alpha + \tau_{zy} \cos\alpha$$

De donde puede seguirse:

$$(\sigma_y - s_n)\cos\alpha + \tau_{yz} \operatorname{sen}\alpha = 0$$

$$(\sigma_z - s_n)\operatorname{sen}\alpha + \tau_{zy} \cos\alpha = 0 \qquad (11\text{-}5)$$

El sistema homogéneo de ecuaciones (11-5) tiene dos raíces propias (sen α y cos α) y una impropia (s_n). Para encontrar una solución del sistema debe establecerse, en primer lugar, que exista alguna diferente de la trivial. La unicidad de la solución trivial se elimina al introducir la condición fundamental

$$\cos^2\alpha + \operatorname{sen}^2\alpha = 1$$

Entonces, teniendo en cuenta ideas de Algebra elemental, podrá escribirse:

$$\begin{vmatrix} \sigma_y - s_n & \tau_{yz} \\ \tau_{zy} & \sigma_z - s_n \end{vmatrix} = 0$$

De donde:

$$(\sigma_y - s_n)(\sigma_z - s_n) - \tau_{yz}^2 = 0$$

y

$$s_n^2 - (\sigma_y + \sigma_z)\, s_n + \sigma_y \sigma_z - \tau_{yz}^2 = 0 \qquad (11\text{-}6)$$

La ecuación (11-6) tiene como raíces:

$$s_n = \frac{\sigma_y + \sigma_z}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_y + \sigma_z}{2}\right)^2 - \sigma_y \sigma_z + \tau_{yz}^2}$$

Simplificando:

$$s_n = \frac{\sigma_y + \sigma_z}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_y - \sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{yz}^2} \qquad (11\text{-}7)$$

Es costumbre representar por σ_1 al esfuerzo principal mayor, y por σ_3 al menor; por lo tanto:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_y + \sigma_z}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_y - \sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{yz}^2} \qquad (11\text{-}8)$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_y + \sigma_z}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_y - \sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{yz}^2} \qquad (11\text{-}9)$$

La orientación de los planos principales de esfuerzo puede encontrarse con la ecuación (11-4), teniendo en cuenta que en los planos principales el esfuerzo tangencial es nulo.

$$\tau_n = 0 = (\sigma_z - \sigma_y) \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha + \tau_{yz} (\cos^2 \alpha - \operatorname{sen}^2 \alpha)$$

Lo cual puede ponerse como:

$$\frac{\sigma_z - \sigma_y}{2} \operatorname{sen} 2\alpha + \tau_{yz} \cos 2\alpha = 0$$

y, por lo tanto:

$$tg\, 2\alpha = -\frac{2\tau_{yz}}{\sigma_z - \sigma_y} \qquad (11\text{-}10)$$

El ángulo α no queda precisamente definido por la ecuación (11-10), por lo que ésta suele considerarse descompuesta en las:

$$\operatorname{sen} 2\alpha = -\frac{2\tau_{yz}}{\sqrt{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau_{yz}^2}} \text{ y } \cos 2\alpha = +\frac{\sigma_z - \sigma_y}{\sqrt{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau_{yz}^2}} \qquad (11\text{-}11)$$

XI-2. Solución gráfica de Mohr

Se vio que a cada elemento del conjunto de los versores $\bar{n}$ le corresponde un elemento del conjunto de parejas ordenadas (σ_n, τ_n). Mohr estableció que al construir el plano coordenado (σ_n, τ_n), a cada versor $\bar{n}$, que representa un plano a través del punto P con dirección definida, le corresponde un punto en ese plano coordenado, cuyas coordenadas miden los esfuerzos ligados a dicho plano. Sin embargo, la recíproca es falsa; es decir, existen puntos en el plano (σ_n, τ_n) que no representan esfuerzos actuantes en el punto P. Así, se plantea naturalmente el clásico problema resuelto por Mohr: encontrar, en el plano coordenado (σ_n, τ_n), el lugar geométrico de los puntos que representen esfuerzos actuantes en el punto P.

El problema puede resolverse a partir de las ecuaciones (11-3) y (11-4), que se reproducen abajo:

$$\sigma_n = \sigma_y \cos^2 \alpha + \sigma_z \operatorname{sen}^2 \alpha + 2\tau_{yz} \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha \qquad (11\text{-}3)$$

$$\tau_n = (\sigma_z - \sigma_y) \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha + \tau_{yz}(\cos^2 \alpha - \operatorname{sen}^2 \alpha) \qquad (11\text{-}4)$$

Estas ecuaciones, referidas a un sistema de planos principales, quedan, con índices numéricos para los esfuerzos principales:

$$\sigma_n = \sigma_1 \cos^2 \alpha + \sigma_3 \operatorname{sen}^2 \alpha \qquad (11\text{-}12)$$

$$\tau_n = (\sigma_3 - \sigma_1) \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha \qquad (11\text{-}13)$$

σ_1 es el esfuerzo principal mayor, y σ_3, el menor.

Las ecuaciones pueden transformarse, teniendo en cuenta las conocidas expresiones trigonométricas:

$$\operatorname{sen}^2 \alpha = \frac{1 - \cos 2\alpha}{2} \; ; \cos^2 \alpha = \frac{1 + \cos 2\alpha}{2} \; ; \operatorname{sen} 2\alpha = 2 \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha$$

Resultan, así, las expresiones:

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha \qquad (11\text{-}14)$$

$$\tau_n = -\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \operatorname{sen} 2\alpha \qquad (11\text{-}15)$$

Lo cual aún puede escribirse como:

$$\sigma_n - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha \qquad (11\text{-}16)$$

$$\tau_n = -\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \operatorname{sen} 2\alpha \qquad (11\text{-}15)$$

Elevando al cuadrado las dos expresiones anteriores y sumándolas, se obtienen finalmente:

$$\left(\sigma_n - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right)^2 + \tau_n^2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)^2 \qquad (11\text{-}17)$$

Que es la ecuación del lugar geométrico buscado, el cual resulta ser un círculo de centro $(\sigma_1 + \sigma_3/2, 0)$ y de radio $(\sigma_1 - \sigma_3/2)$ (Círculo de Mohr) El círculo aparece en la fig. XI-4.

Nótese que en la Figura XI-4, el ángulo 2α se ha llevado en el sentido de las manecillas del reloj, que es contrario al que se ha tomado en la fig. XI-2. La razón del cambio es que el signo con que τ aparece en la figura sea el mismo de la fórmula (11-15). Esta cuestión es, desde luego, puramente convencional y en el párrafo XI-3 de este Capítulo se trata con algo más de detalle.

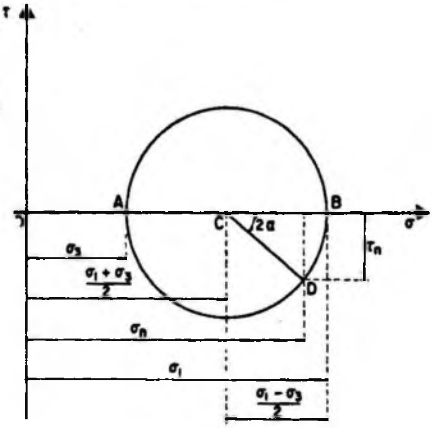


FIG. XI-4. *Círculo de Mohr*

En un estado tridimensional de esfuerzos, los esfuerzos asociados a las distintas direcciones en un punto dado pueden obte-

nerse por una extensión de la teoría presentada en los párrafos anteriores. La Teoría de la Elasticidad demuestra que en el caso más general, existen tres planos normales entre sí en los que no existe esfuerzo cortante, sino esfuerzo normal solamente; estos planos son principales. En esos estados tridimensionales, si se elige como plano coordenado aquél al que resultan paralelos los segmentos dirigidos representativos de dos de los esfuerzos principales, los esfuerzos asociados a planos normales a ese coordenado podrán determinarse aplicando las ecuaciones (11-14) y (11-15), que también son suscèptibles de la interpretación gráfica de Mohr. En el estado tridimensional de esfuerzos se tienen así, por lo general, tres círculos de Mohr asociados a un punto, los cuales resultan tangentes entre sí, de modo que uno de los círculos envuelve a los otros dos. Este queda definido por los esfuerzos principales mayor y menor y es el que, por lo general, interesa analizar específicamente en Mecánica de Suelos, debido a que la Teoría de Falla más usada en este campo involucra a los esfuerzos normales asociados a los esfuerzos tangenciales máximos que se pueden presentar en el punto considerado. Es obvio que el círculo envolvente, de mayor diámetro que los otros dos, es el que presenta mayores esfuerzos tangenciales o cortantes asociados a un esfuerzo normal dado.

En particular, en los estados de deformación plana, tan frecuentes en los análisis en Mecánica de Suelos, si se escoge como plano coordenado aquel en el cual las deformaciones normales asociadas sean nulas, el círculo de Mohr correspondiente a los esfuerzos asociados a planos normales a ese coordenado está definido por los esfuerzos principales mayor y menor, o sea también es el círculo mayor de los tres, envolvente de los otros dos. Estos estados se presentan en masas continuas de tierra de sección transversal constante y limitadas por fronteras normales a un mismo plano vertical (por ejemplo, un cimiento largo, un terraplén, un muro de retención, etc.). Cada lámina de suelo orientada paralelamente a ese plano está sometida a las mismas fuerzas externas y a los mismos esfuerzos y su espesor permanece inalterado al cambiar el estado de esfuerzos general (deformación plana). En estos casos es suficiente, como se indicó anteriormente, investigar únicamente los esfuerzos que actúen paralelamente a las caras de la lámina.

XI-3. Discusión sobre el signo de los esfuerzos y Teoría del Polo

En Mecánica de Suelos se suele establecer la convención de que los esfuerzos normales de compresión son los positivos y, aunque por lo general en la práctica no se requiere un análisis detallado sobre el signo de los esfuerzos cortantes, no deja de ser conveniente en algunos casos establecer algunas reglas y convenciones a este último respecto.

Considérese el esquema de la fig. XI-5. En él se muestra un espécimen de suelo sujeto a un esfuerzo vertical σ_1, que se supone el principal mayor y a un esfuerzo lateral, σ_3, considerado como el principal menor; en esta figura, el ángulo θ es el que forma un plano cualquiera *BB'*, con el plano horizontal, *AA'*, en el cual actúa el esfuerzo principal mayor. En la fig. XI-5.b aparece un detalle del espécimen de suelo,

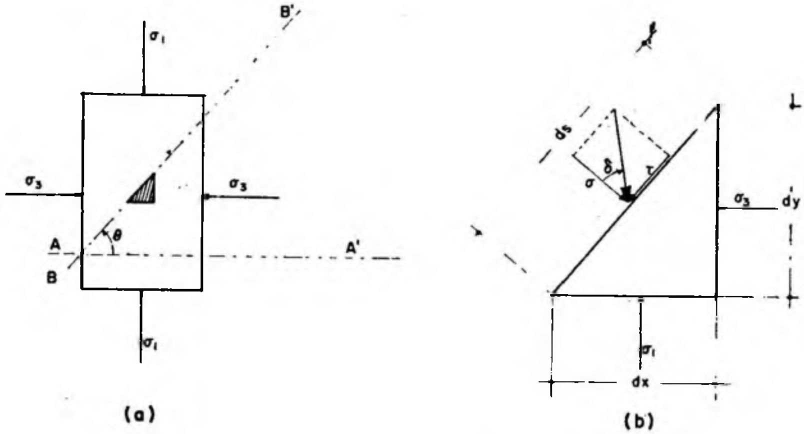


FIG. XI-5. *Condiciones de esfuerzo de un espécimen de suelo sujeto a compresión triaxial*

que corresponde al elemento triangular rayado de la fig. XI-5.a. El ángulo θ se mide en sentido contrario al de las manecillas del reloj.

Un análisis del equilibrio de ese prisma triangular conduce a ecuaciones totalmente semejantes a las (11-14) y (11-15), con ligeras diferencias en signo imputables a las nuevas condiciones arriba discutidas. Las nuevas ecuaciones son:

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta \qquad (11\text{-}18)$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \operatorname{sen} 2\theta \qquad (11\text{-}19)$$

Si $\theta < 90°$, como en la fig. XI-5, τ resulta positivo al aplicar la ecuación (11-19); el ángulo δ que mide la desviación entre el esfuerzo normal y el resultante en el elemento triangular, se genera, así, en el sentido de las manecillas del reloj, sentido que se considera positivo por corresponder a un valor positivo del esfuerzo cortante τ.

El círculo de Mohr construido teniendo en cuenta los datos de la fig. XI-5 y las ecuaciones (11-18) y (11-19) resulta ahora como el que aparece en la fig. XI-6.

Obsérvese que en ese círculo de Mohr los valores positivos del ángulo δ aparecen hacia arriba a partir del eje horizontal y que el ángulo 2θ se genera a partir de dicho eje horizontal, en sentido contrario al de las manecillas del reloj. Las coordenadas del punto *D* dan los esfuerzos normal y tangencial que actúan en el plano inclinado mostrado en la fig. XI-5.b.

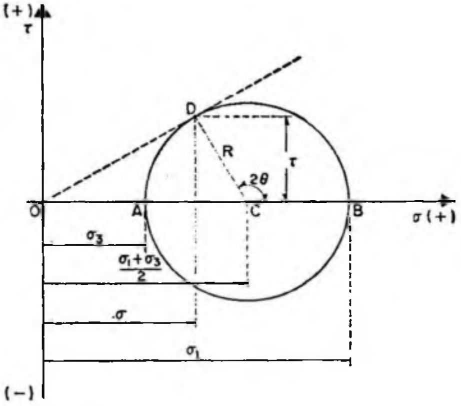


FIG. XI-6. *El círculo de Mohr en la forma usual en Mecánica de Suelos*

En un caso más general, si los esfuerzos principales no son horizontal y vertical, respectivamente, el círculo de Mohr puede servir para encontrar los esfuerzos actuantes en cualquier dirección y ligados a un punto considerado de la masa de suelo, siempre y cuando se conozcan las magnitudes y las direcciones de los esfuerzos principales. El procedimiento para ello es esencialmente el mismo visto antes. En la fig. XI-7 se ilustra la construcción.

Sea un punto *Q* de una masa de suelo, sujeto a esfuerzos principales actuantes según las direcciones d_1 y d_3. Se trata de determinar los esfuerzos en ese punto, ligados a una dirección $\overline{AA'}$, que forma un ángulo θ con la dirección d_3. El punto *D* cuyas coordenadas proporcionan los esfuerzos deseados puede obtenerse llevando el ángulo 2θ en sentido contrario al de las manecillas del reloj, a partir del eje horizontal; sin embargo, la posición de *D* puede obtenerse por otro método diferente: trácese desde *B* una línea paralela a la dirección d_3, correspondiente al plano en que actúa el esfuerzo principal mayor, σ_1; esta línea corta al círculo en el punto *P*, llamado polo; por *P* puede trazarse ahora otra línea paralela a la dirección $\overline{AA'}$; esta línea forma con $\overline{PB}$ un ángulo θ, por construcción y, por lo tanto, debe cortar al círculo en el punto buscado, *D*. La justificación geométrica de esta última afirmación se considera evidente. Así, obtenido el polo *P* una sola vez, será posible, pasando por él paralelas a diferentes direcciones, encontrar puntos en el círculo de Mohr cuyas coordenadas representan los esfuerzos asociados a planos en las diferentes direcciones consideradas.

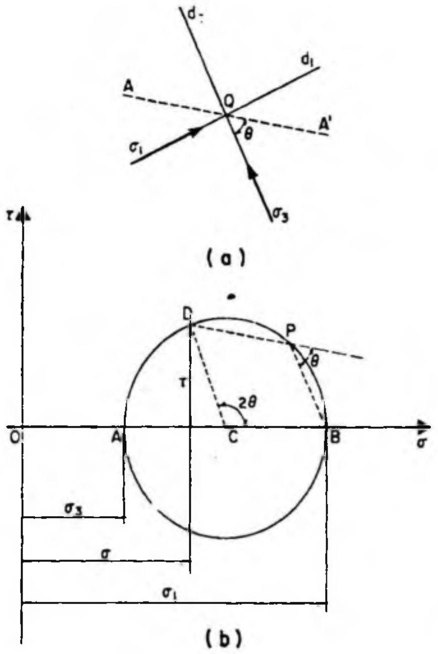


FIG. XI-7. *Método del polo para la determinación de esfuerzos*

Recíprocamente, si se toman varios puntos en el círculo y se trazan por ellos paralelas a las direcciones de los planos en que actúan los esfuerzos representados por esos puntos, todas esas líneas concurrirán en el polo y, de hecho, para encontrar este importante punto bastará conocer la dirección del plano en que actúan los esfuerzos representados por un solo punto del círculo.

En el círculo de Mohr se observa que para diferentes puntos tales como el *D*, correspondientes a diferentes inclinaciones del plano en que se miden los esfuerzos, la magnitud de éstos varía. La fig. XI-8 muestra la variación relativa de los esfuerzos normales y tangenciales al tomar θ diferentes valores.

XI-4. Relaciones de esfuerzos principales

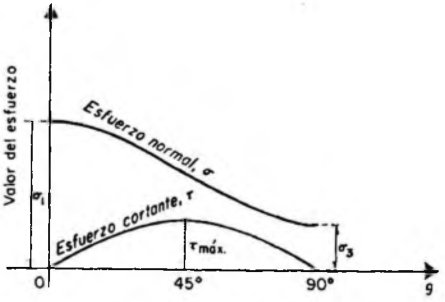


FIG. XI-8. *Variación de los esfuerzos normales y tangenciales con la inclinación del plano en que actúa*

Resulta de utilidad para estudios que se detallan en lo que sigue, principalmente referentes a estabilidad de masas de tierra, establecer la relación entre los esfuerzos principales actuantes en un punto de la masa, supuesta en estado de falla incipiente.

Dentro de las teorías de falla más importantes en el estado actual de la Mecánica de Suelos, figura una según la cual el material falla cuando el esfuerzo cortante

en cualquier sección adquiere un valor, s, que depende del esfuerzo normal actuante en dicha sección. La condición puede expresarse, según posteriormente se detallará, como:

$$\tau = s = \sigma \, tg \, \varnothing \qquad (11\text{-}20)$$

En un plano $\sigma - \tau$, la ecuación anterior queda representada por una recta que pasa por el origen y que forma un ángulo $\varnothing$ con el eje horizontal. (fig. XI-9). Esa recta se conoce con el nombre de línea de falla y representa el lugar geométrico de los esfuerzos cortantes de falla, correspondientes a distintos esfuerzos normales.

Si en un punto dado, el círculo de Mohr, representativo de los esfuerzos actuantes en las distintas direcciones, no toca a las líneas de falla, en ese punto no existirá ninguna sección que esté en falla incipiente o haya fallado. Si el círculo es tangente a las líneas de falla, como el de la fig. XI-9, habrá un punto del círculo (el punto D) que representa unos esfuerzos tales que satisfacen la condición de falla (11-20). La inclinación del plano en que actúan dichos esfuerzos respecto al plano en que actúa σ_1, el esfuerzo principal mayor, queda medida por el ángulo θ, que ahora vale, según se desprende de la geometría de la misma fig. XI-9.

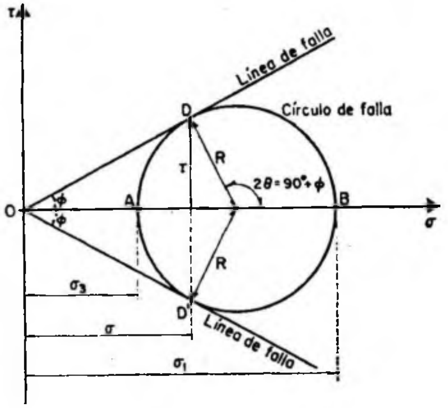


FIG. XI-9. *Líneas de falla en el Círculo de Mohr*

$$\theta = 45 + \frac{\varnothing}{2} \qquad (11\text{-}21)$$

No pueden ser reales los círculos que corten a las líneas de falla, pues en ellos, según la hipótesis de falla (11-20), no existe equilibrio en todos los puntos que queden fuera de la zona comprendida entre las líneas de falla.

De la fig. XI-9 puede obtenerse una relación muy útil para aplicaciones posteriores entre los esfuerzos principales, en función del ángulo $\varnothing$. En efecto:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{\overline{OB}}{\overline{OA}} = \frac{\overline{OC} + \overline{CB}}{\overline{OC} - \overline{CA}}$$

Pero:

$$\overline{CB} = \overline{CA} = \overline{CD} = R$$

Entonces:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{\overline{OC} + R}{\overline{OC} - R} = \frac{1 + \dfrac{R}{\overline{OC}}}{1 - \dfrac{R}{\overline{OC}}} = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}$$

Operando trigonométricamente, se tiene:

$$\frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} = \frac{1 + \cos (90 - \phi)}{1 - \cos (90 - \phi)} = \frac{2 \cos^2 \left(45 - \dfrac{\phi}{2}\right)}{2 \operatorname{sen}^2 \left(45 - \dfrac{\phi}{2}\right)}$$

En lo anterior se han usado, para la última igualdad, las fórmulas conocidas:

$$\cos^2 \left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = \frac{1 + \cos (90 - \phi)}{2} \quad \text{y}$$

$$\operatorname{sen}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = \frac{1 - \cos (90 - \phi)}{2}$$

Por lo tanto, en definitiva, resulta:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = ctg^2 \left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = tg^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = N_\phi \qquad (11\text{-}22)$$

El valor

$$N_\phi = tg^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

juega un papel importante en la simbología matemática de muchas aplicaciones en Mecánica de Suelos.

Naturalmente, también puede escribirse:

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{1}{tg^2 \left(45 + \dfrac{\phi}{2}\right)} = tg^2 \left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = \frac{1}{N_\phi} \qquad (11\text{-}23)$$

Esta relación también se aplicará posteriormente. Otra hipótesis de falla, debida a Coulomb aún se usa hoy en algunos casos especiales, que se discutirán posteriormente. Según esta hipótesis, las líneas de falla no concurren en el origen de un sistema σ-τ, sino que cortan el eje vertical formando una cierta ordenada en el origen, c. Matemáticamente esta otra hipótesis puede expresarse:

$$\tau = s = c + \sigma tg\phi \qquad (11\text{-}24)$$

En la fig. XI-10 aparecen las líneas de falla tal como se definen ahora y a partir de ella es posible obtener la nueva relación de esfuerzos principales, que también figura en aplicaciones posteriores.

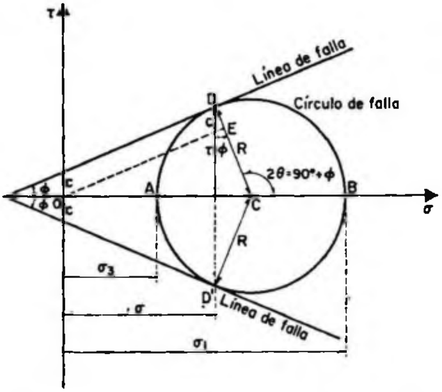


FIG. XI-10. *Líneas de falla en el Círculo de Mohr con la hipótesis de falla de Coulomb*

En efecto, se tiene:

$$\overline{CD} = \overline{OC} \operatorname{sen} \phi + c \cos \phi$$

Pero:

$$\overline{CD} = R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad \text{y} \quad \overline{OC} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

Sustituyendo en la ecuación anterior:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \operatorname{sen} \phi + c \cos \phi$$

Operando:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = (\sigma_1 + \sigma_3) \operatorname{sen} \phi + 2c \cos \phi$$

Agrupando términos:

$$\sigma_1 (1 - \operatorname{sen} \phi) = \sigma_3 (1 + \operatorname{sen} \phi) + 2c \cos \phi$$

Despejando σ_1 se puede escribir:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} + 2c \frac{\cos \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \qquad (11\text{-}25)$$

Pero, según se vio antes:

$$\frac{1+\text{sen}\,\phi}{1-\text{sen}\,\phi} = tg^2\left(45+\frac{\phi}{2}\right) = N_\phi$$

y

$$\frac{\cos\phi}{1-\text{sen}\,\phi} = \frac{\sqrt{1-\text{sen}^2\phi}}{1-\text{sen}\,\phi} = \sqrt{\frac{(1+\text{sen}\,\phi)(1-\text{sen}\,\phi)}{(1-\text{sen}\,\phi)^2}} =$$

$$= \sqrt{\frac{1+\text{sen}\,\phi}{1-\text{sen}\,\phi}} = tg\left(45+\frac{\phi}{2}\right) = \sqrt{N_\phi}.$$

Sustituyendo estas expresiones en la ecuación (11-25) se tiene, finalmente:

$$\sigma_1 = \sigma_3\, tg^2\left(45+\frac{\phi}{2}\right) + 2c\, tg\left(45+\frac{\phi}{2}\right) \qquad (11\text{-}26)$$

Que aún puede escribirse, usando la notación simbólica arriba introducida:

$$\sigma_1 = \sigma_3 N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi} \qquad (11\text{-}27)$$

Según se dijo, la relación anterior encuentra aplicación en algunos problemas prácticos de Mecánica de Suelos, que se detallarán más adelante.

XI-5. **Esfuerzos conjugados**

Sea un plano $\overline{AB}$, en el que actúa un esfuerzo normal σ_n y uno tangencial τ_n, tal que el esfuerzo resultante total s_n tenga una inclinación δ, respecto a la normal a dicho plano. Considérese otro plano, $\overline{AC}$, en dirección paralela a la de s_n; en este plano, el esfuerzo total actuante s'_n resultará paralelo a la dirección del primer plano $\overline{AB}$, teniendo por lo tanto este esfuerzo la misma inclinación δ. Los esfuerzos s_n y s'_n se llaman conjugados y los planos en que actúan reciben el mismo nombre. En efecto, si se observa la fig. XI-11, se notará que el punto D representa a los esfuerzos actuantes en el plano $\overline{AB}$. Trazando $\overline{DP}$ en la dirección $\overline{AB}$ se encuentra el polo P. Una paralela a $\overline{AC}$ por P corta al círculo en D', que representa al esfuerzo total conjugado del representado por D.

Es necesario demostrar que el ángulo δ', formado por la recta $\overline{OD'}$ es igual, en valor absoluto, al δ, formado por la recta $\overline{OD}$ con la horizontal. Considerando el cuadrilátero inscrito $DPD'E$, en la Fig. XI-11.b, puede concluirse que los ángulos P y E son suplementarios. El ángulo $\hat{P}$ es igual al ángulo $\hat{A}$ de la fig XI-11.a, por construcción y, por lo tanto, puesto que el ángulo en $\hat{C}$ es suplementario de $\hat{A}$, se sigue que es igual

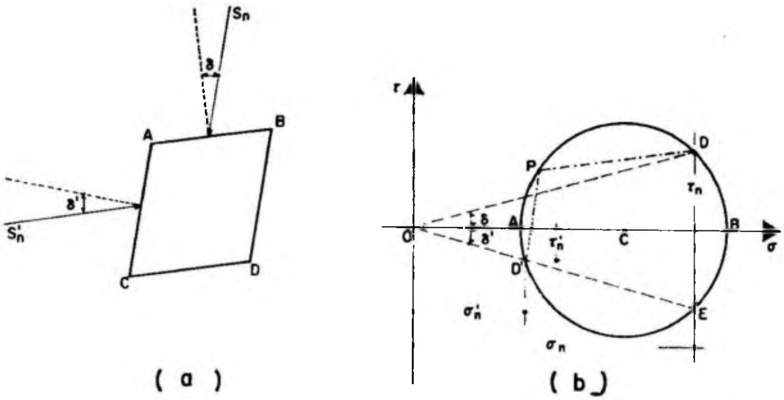


FIG. XI-11. *Esfuerzos conjugados*

al ángulo $\hat{E}$ de la sección (b) de la misma figura. En la parte (a) de la figura se ve de inmediato que:

$$\hat{A} = 90 + \delta$$
$$\hat{C} = 90 - \delta'$$

Por lo tanto, podrá escribirse:

$$\hat{E} = 180 - \hat{P} = 180 - \hat{A} = 180 - (90 + \delta) = 90 - \delta$$

Pero

$$\hat{E} = \hat{C} = 90 - \delta'$$

Por lo tanto:

$$\delta = \delta' \quad \text{(q.e.d.)}$$

Resulta de interés para algunas aplicaciones especiales el conocer la relación entre los esfuerzos conjugados:

$$\frac{s'_n}{s_n} = \frac{\overline{OD'}}{\overline{OD}}$$

Observando la fig. XI-11 puede escribirse, en los triángulos OCD y OCD':

$$R^2 = \overline{OC}^2 + \overline{OD}^2 - 2.\overline{OC}\cdot\overline{OD}\cos\delta$$

y

$$R^2 = \overline{OC}^2 + \overline{OD'}^2 - 2\cdot\overline{OC}\cdot\overline{OD'}\cos\delta$$

Lo cual puede escribirse:

$$\overline{OD}^2 - 2\overline{OC}\cdot\overline{OD}\cdot\cos\delta + \overline{OC}^2 - R^2 = 0$$

y

$$\overline{OD'}^2 - 2\cdot\overline{OC}\cdot\overline{OD'}\cos\delta + \overline{OC}^2 - R^2 = 0$$

Resolviendo las ecuaciones de segundo grado en OD y OD' y teniendo en cuenta que:

$$R = \overline{OC}\,\text{sen}\,\phi\,,\quad \text{resulta:}$$

$$\overline{OD} = \overline{OC}\cos\delta \pm \overline{OC}\,\sqrt{\cos^2\delta - \cos^2\phi}$$

y

$$\overline{OD'} = \overline{OC}\cos\delta \pm \overline{OC}\,\sqrt{\cos^2\delta - \cos^2\phi}$$

Resulta obvio que para $\overline{OD}$ debe escogerse el signo más y para $\overline{OD'}$ el menos, en los correspondientes radicales, por lo tanto:

$$\frac{s'_n}{s_n} = \frac{\cos\delta - \sqrt{\cos^2\delta - \cos^2\phi}}{\cos\delta + \sqrt{\cos^2\delta - \cos^2\phi}} \qquad (11\text{-}28)$$

En el caso en que se admita una hipótesis de falla del tipo visto atrás en primer lugar; es decir, según la ley:

$$s = \sigma\, tg\,\phi \qquad (11\text{-}20)$$

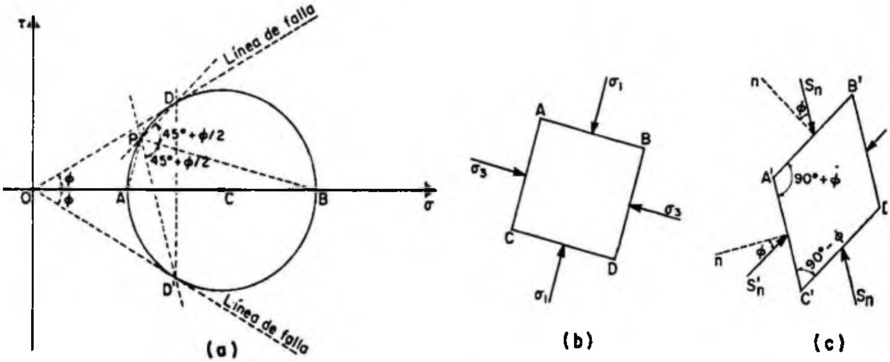


FIG. XI-12. *Planos conjugados en un elemento en estado de falla incipiente*

Es importante hacer notar que los esfuerzos actuantes en los planos críticos, en condición de falla incipiente, resultan conjugados.

En la fig. XI-12.a aparece un círculo de Mohr, que se supone representativo de un estado de esfuerzos crítico en un cierto punto; se

supone que P representa el polo de ese estado de esfuerzos. Según teorías ya discutidas, la dirección $\overline{PB}$ será la del plano en que actúa el esfuerzo principal mayor, σ_1, y $\overline{PA}$ la del plano en que actúa el menor, σ_3. Estas direcciones se ilustran en la sección (*b*) de la misma figura. Los puntos D y D', sobre las líneas de falla, representan los esfuerzos críticos y, según el mismo método del polo, las direcciones de los planos de falla representados en la parte (*c*), serán las $\overline{PD}$ y $\overline{PD'}$ que forman ángulos de $45 + \phi/2$ con el plano en que actúa el esfuerzo principal mayor, según ya se vio. Consecuentemente, el ángulo en $\hat{A}'$ (parte (*c*)) será igual a $90° + \phi$, por construcción y el ángulo en C' a $90° - \phi$. Por existir estado de falla incipiente, la inclinación de los esfuerzos totales s_n y s'_n, respecto a sus normales correspondientes, será ϕ y, por lo tanto, el esfuerzo resultante en cada plano de falla es paralelo al otro. Así pues, los planos de falla resultan ser planos conjugados.

Ha de notarse que si se admite para el material de que se trate la hipótesis de falla tratada en segundo lugar, según la cual:

$$s = c + \sigma \, tg \, \phi \qquad (11\text{-}24)$$

los planos de falla y sus esfuerzos respectivos ya no resultan conjugados, pues en ese caso permanecen inalteradas las direcciones de los planos de falla, pero aumentan de valor las inclinaciones de los esfuerzos totales correspondientes, según puede deducirse fácilmente de la citada Fig. XI-12.

XI-6. Teorías de falla

La Mecánica de Suelos tradicionalmente ha estudiado las condiciones de esfuerzo límite que causan la falla de los suelos por fractura o por flujo plástico a través de la teoría de Mohr-Coulomb, que consiste en considerar que la resistencia de un material puede medirse por el esfuerzo cortante máximo que puede soportar ese material que, a su vez, es función del esfuerzo normal actuante en el plano en que ocurre la falla. Esta hipótesis de falla ha dado, en general, buenos resultados prácticos en los suelos, siempre y cuando los esfuerzos que se consideren sean los efectivos. La anterior hipótesis de falla, tan generalizada en la actual Mecánica de Suelos, es la causa de que prácticamente todos los problemas en que se involucra la resistencia de los suelos, se refieran a la resistencia al esfuerzo cortante de éstos.

En el Anexo XI-a se hace un somero estudio de algunas otras teorías de falla que han sido propuestas para explicar la falla de muy diversos tipos de materiales. En el Capítulo XII habrá ocasión de puntualizar algo más la hipótesis, por lo demás adoptada en esta obra, de Mohr-Coulomb.

ANEXO XI-a

Breve exposición de algunas teorías simples de falla

Para establecer una teoría de falla cualquiera, es condición definir claramente lo que se entiende por falla, dentro de tal teoría. En términos generales no existe aún una definición general del concepto falla; puede significar el principio del comportamiento inelástico del material o el momento de la ruptura del mismo, por sólo citar dos interpretaciones muy comunes entre los especialistas. Aceptando una teoría en la que la resistencia del material esté expresada en términos del esfuerzo cortante máximo que resiste dicho material puede establecerse el momento en que ocurre la falla estudiando la curva de esfuerzos cortantes-deformaciones angulares, como se ve en la figura XI-a.1.

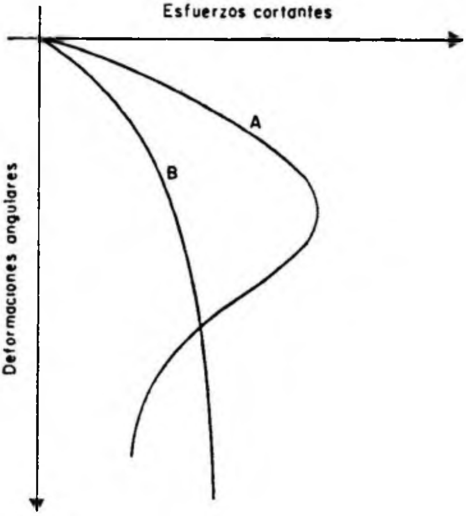


FIG. XI-a.1. *Curvas esfuerzos cortantes—deformaciones angulares*

En el caso de la curva *A* la posición del punto de falla podría definirse con claridad, en el punto de máximo esfuerzo cortante (falla frágil), mientras que en la curva *B* (falla plástica) resulta confuso fijar cualquier punto como límite, y la condición de falla ha de establecerse arbitrariamente.

Los criterios de falla que se han presentado en el pasado podrían clasificarse primeramente en dos grupos:

a) El que utiliza criterios dinámicos; es decir, que refiere la condición de falla a esfuerzos actuantes.

b) El que utiliza criterios cinemáticos, en los que la falla se define en términos de las deformaciones producidas.

Actualmente, las Teorías de Falla más usadas siguen criterios dinámicos, y las correspondientes al segundo grupo no gozan de gran predicamento. En el análisis que sigue, se trata una sola Teoría de Falla de

tipo cinemático y es precisamente la mencionada en primer lugar entre las que siguen:

A — Teoría de la deformación unitaria máxima (Saint-Venant .

Esta teoría supone que la falla está determinada por la máxima deformación unitaria elástica, en tensión o compresión, que experimenta el material sujeto a esfuerzos.

Esta teoría ha sido condenada por los experimentos de Bridgman, que demostró que si un material se sujeta a deformaciones principales iguales según tres direcciones cartesianas ortogonales, aplicando alta presión hidrostática, no se produce en él ruptura ni flujo plástico y ello aunque las deformaciones producidas sean muy importantes. De hecho, Bridgman demostró que el comportamiento de muchos materiales era casi perfectamente elástico bajo las altas presiones hidrostáticas usadas en los experimentos.

Dentro de las teorías de tipo dinámico, las que han alcanzado mayor notoriedad son las siguientes:

B — Teoría del máximo esfuerzo normal (Rankine).

Supone que la ruptura o el flujo plástico del material está determinado por el mayor esfuerzo principal y no depende de los otros esfuerzos principales.

Los mismos experimentos de Bridgman hacen ver a esta teoría como inadecuada, pues cuando los 3 esfuerzos principales son iguales, el material puede soportar muy grandes presiones, sin que se presente una condición de falla.

C — Teorías de máximo esfuerzo cortante.

Con el criterio de atribuir la falla al esfuerzo cortante actuante máximo existen varias teorías, que podría decirse son las de más amplio uso, porque son las que experimentalmente han rendido los mejores resultados.

1) Teoría de Guest:

Según esta teoría, la falla está determinada por el máximo esfuerzo cortante o la máxima diferencia entre los esfuerzos principales. Guest supuso que el esfuerzo cortante límite es una constante del material. La experiencia, sin embargo, ha demostrado que las ideas anteriores no representan al comportamiento de materiales frágiles, tales como rocas, concreto, etc.; tampoco es aplicable en arenas ni arcillas, pues la resistencia al esfuerzo cortante, representada por el esfuerzo cortante de falla, dista de ser constante en estos materiales.

2. Teoría de Coulomb:

Esta teoría, que también es atribuida a Navier, supone que el esfuerzo cortante límite es función del esfuerzo normal actuante en el plano de falla y que existe una ley lineal de variación entre esos dos tipos de esfuerzos. Esta teoría es la que más se ha usado tradicionalmente en Mecánica de Suelos, hasta que en épocas relativamente recientes se modificó con contribuciones de Mohr.

3. Teoría de Mohr:

Es en realidad una generalización de la Teoría de Coulomb, consistente fundamentalmente en eliminar la hipótesis de variación lineal, entre los esfuerzos normal y cortante límites en el plano crítico. En efecto, según Mohr, esa ley de variación puede representarse por medio de una curva. Esta teoría explica satisfactoriamente varios factores de importancia en el comportamiento de los materiales frágiles, como rocas, concreto y suelos.

En Mecánica de Suelos, la Teoría de Mohr con líneas de falla curvas se usa hoy en lo referente a muchos problemas de resistencia al esfuerzo cortante en suelos, tales como los que tratan con suelos plásticos preconsolidados o compactados, pero la Teoría de Coulomb, caso especial de la de Mohr, es suficientemente satisfactoria aún en otros muchos problemas, tales como los que se refieren a muchos suelos arenosos y a suelos plásticos saturados y normalmente consolidados. Dentro de tales lineamientos se desarrolla la presente obra. Muchos autores prefieren dar a este criterio combinado de falla usado en suelos, el nombre de Teoría de Mohr-Coulomb.

Modernamente se han desarrollado otras teorías que toman en cuenta el esfuerzo normal principal intermedio. Estas teorías usan de los conceptos esfuerzo normal octaédrico y esfuerzo tangencial octaédrico, que corresponden respectivamente al promedio de los tres esfuerzos normales principales y al esfuerzo tangencial que actúa en un plano igualmente inclinado respecto a los tres planos principales. Manejando estos dos conceptos en forma similar a como se manejaron el esfuerzo cortante máximo y al esfuerzo normal en el plano de falla, pueden obtenerse teorías de falla análogas a las antes mencionadas, pero referentes a esfuerzos octaédricos. Así la Teoría de von Mises supone que existe un esfuerzo tangencial octaédrico límite constante que define la resistencia de los materiales. Esta teoría coincide con la de Guest cuando el esfuerzo principal intermedio es igual a uno de los otros dos esfuerzos

principales. La teoría de von Mises no es tampoco aplicable a rocas, concreto o suelo y sólo ha trabajado bien al ser aplicada a metales dúctiles.

Generalizaciones de esta teoría consideran al esfuerzo tangencial octaédrico límite como función del esfuerzo normal octaédrico, lo cual parece dar buen resultado para un número mayor de materiales reales.

En el caso de los suelos, parece que uno de los mejores criterios de falla hoy disponibles es una generalización de las ideas de Mohr-Coulomb a un espacio cartesiano ortogonal de tres dimensiones.

En las referencias 1 a 7 podrá profundizarse convenientemente sobre las distintas teorías mencionadas.

REFERENCIAS

1. Rutledge, P.C. — *Theories of Failure of Materials Applied to the Shearing Resistance of Soils* — Proc. Purdue Conference on Soil Mechanics and its applications — 1940.
2. Mohr, O. — *Technische Mechanik* — W. Ernest — Berlin — 1928.
3. Westergaard, H.M. — *Einfache Ableitung der von Mohr Gegebenen Graphischen Darstellung des Dreiachsigen Spannungszustander* — ZAMM — Vol. IV — 1924.
4. Nadai, A. — *Theories of Strength* — Journal Applied Mechanics, Vol. I — 1933.
5. Bridgman, P.W. — *Considerations on Rupture Under Triaxial Stress* — Mech. Eng., Vol. 61 — 1931.
6. Newmark, N.M. — *Failure Hypotheses for Soils* — A.S.C.E. Research Conference on shear strength of cohesive soils — Colorado — 1960.
7. Kirkpatrick, W.M. — *The Condition of Failure for Sands* — Proc. Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering — Vol. I — Londres — 1957.

BIBLIOGRAFIA

Notas sobre Teoría de la Elasticidad — D. de la Serna — Apuntes no publicados para la clase de Estabilidad de las Construcciones, en la Escuela de Ingeniería de la Universidad Iberoamericana — México, D.F. — 1961.

Theory of Elasticity — S. Timoschenko y J.N. Goodier — McGraw-Hill Book Co. — 1951.

Theoretical Soil Mechanics — K. Terzaghi — John Wiley and Sons — 1956.

Fundamentals of Soil Mechanics — D.W. Taylor — John Wiley and Sons — 1956.

The Mechanics of Engineering Soils — P.L. Capper y W.F. Cassie — E. y F.N. Spon — Londres — 1957.

Traité de Mécanique des Sols — A. Caquot y J. Kerisel — Gauthier — Villars Editeur — Paris — 1956.

CAPITULO XII

RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS

XII-1. Introducción

El problema de la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos puede decirse, sin exageración, que constituye el punto fundamental de toda la Mecánica de Suelos. En efecto, una valoración correcta de ese concepto constituye un paso previo imprescindible para intentar, con esperanzas de éxito, cualquier aplicación de la Mecánica de Suelos al análisis de la estabilidad de las obras civiles.

Empero, debe hacerse notar que, quizá como ningún otro, este capítulo de la especialidad refleja las incertidumbres y encrucijadas científicas del momento. Gracias sobre todo a Coulomb, la Mecánica de Suelos tradicional había creído resolver el trascendental problema en forma satisfactoria; durante años, basándose en ideas sin duda más precisas que otras anteriores, el ingeniero valuó la resistencia al esfuerzo cortante y construyó obras de tierra con una tranquilidad que hoy se antoja exagerada. Una vez que, en épocas modernas y aprovechando desarrollos paralelos de la Teoría de la Plasticidad, se revisaron las ideas tradicionales sobre la resistencia de los suelos, se vio que aquéllas podrían ser muy difícilmente sostenidas; de hecho, se hizo indispensable abandonarlas. Sin embargo, la tecnología o investigación actuales no han sido capaces aún de sustituir el cuerpo de doctrina, sistematizado y completo, del que antes se disponía, por otro análogo y acorde con las nuevas ideas; en lo que se refiere al problema de la resistencia al esfuerzo cortante, la Mecánica de Suelos está en una etapa de transición: la investigación moderna se ha mostrado iconoclasta con lo antiguo y, por otra parte, aún no le ha sido posible elaborar una doctrina completa y sistemática. Esta es la razón por la que aún hoy en muchos laboratorios de ingeniería de suelos se trabaja, en estos terrenos, como si los últimos años no hubiesen transcurrido y por la que el tema resulta particularmente espinoso para ser abordado en un libro de texto.

En lo que sigue, tratarán de exponerse las ideas tradicionales sobre el tema, indicando las razones que aconsejan su abandono y se expondrán algunas de las ideas modernas que aparecen hoy como de sobre-

vivencia más probable. El lector no debe olvidar que las verdaderas fuentes actuales del tema son los artículos, comunicaciones y trabajos de investigación que, en gran número, aparecen por doquier; allí, eliminando lo que haya de probarse insostenible, se encontrarán las ideas que irán normando el futuro de este campo.

XII-2. Reseña histórica

El primer trabajo en que seriamente trató de explicarse la génesis de la resistencia de los suelos es debido al conocido físico e ingeniero francés C.A. Coulomb (1776).[1] La primera idea de Coulomb consistió en atribuir a la fricción entre las partículas del suelo la resistencia al corte del mismo y en extender a este orden de fenómenos las leyes que sigue la fricción entre cuerpos, según la Mecánica elemental.

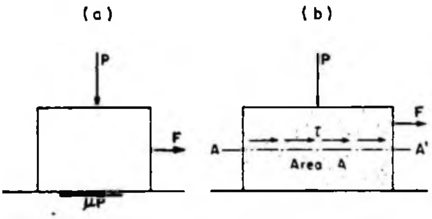


FIG. XII-1 *Mecanismos de los fenómenos de fricción*

Es sabido que si un cuerpo (fig. XII-1.a) sobre el que actúa una fuerza nromal P ha de deslizar sobre una superficie rugosa, se encuentra que la fuerza F, necesaria para ello, resulta ser proporcional a P, teniéndose:

$$F = \mu P$$

donde μ recibe el nombre de coeficiente de fricción entre las superficies en contacto.

Coulomb admitió que, en primer lugar, los suelos fallan por esfuerzo cortante a lo largo de planos de deslizamiento y que, esencialmente, el mismo mecanismo de fricción arriba mencionado rige la resistencia al esfuerzo cortante de, por lo menos, ciertos tipos de suelos. Dada una masa de suelo y un plano potencial de falla de la misma $\overline{AA'}$ (fig. XII-1.b) el esfuerzo cortante máximo susceptible de equilibrio y, por lo tanto, la resistencia al esfuerzo cortante del suelo por unidad de área en ese plano, es proporcional al valor de σ, presión normal en el plano $\overline{AA'}$, teniéndose:

$$\frac{F}{A} = s = \tau = \sigma \, tg \, \phi$$

Automáticamente nace así una ley de resistencia, según la cual la falla se produce cuando el esfuerzo cortante actuante, τ, alcanza un valor, s, tal que:

$$s = \sigma \, tg \, \phi \qquad (12\text{-}1)$$

La constante de proporcionalidad entre s y σ, $tg\phi$, fue definida por Coulomb en términos de un ángulo al cual él llamó "ángulo de fricción interna" y definió como una constante del material.

De la ecuación (12-1) se deduce que la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos que la obedezcan debe ser nula para $\sigma = 0$. Basta tener en una mano entreabierta una muestra de arena seca y suelta (por ejemplo, arena de playa), en la cual obviamente puede considerarse $\sigma = 0$, para darse cuenta, al ver deslizar entre los dedos a la arena, que ese material es de los que para $\sigma = 0$ presentan una $s = 0$. Por otra parte, Coulomb pudo observar que, en otros materiales, tales como por ejemplo un fragmento de arcilla, el sencillo experimento anterior conduce a otras conclusiones; en efecto, es un hecho que la arcilla no deslizaría entre los dedos, de modo que ese material exhibe resistencia al esfuerzo cortante aun en condiciones en que el esfuerzo normal exterior es nulo. A los materiales de este último tipo, Coulomb les asignó arbitrariamente otra fuente de resistencia al corte, a la cual llamó "cohesión" y consideró también una constante de los materiales. Es más, Coulomb observó que en arcillas francas, la resistencia parecía ser independiente de cualquier presión normal exterior actuante sobre ellas y, por lo tanto, en dichos materiales, parecía existir sólo cohesión, comportándose en definitiva como si en ellos $\phi = 0$. La ley de resistencia de estos suelos será:

$$s = c \qquad (12\text{-}2)$$

En general, según Coulomb, los suelos presentan características mixtas entre las antes enumeradas; es decir, presentan, a la vez, "cohesión" y "fricción interna", por lo que puede asignárseles una ley de resistencia que sea una combinación de las (12-1) y (12-2). Esta ecuación, tradicionalmente conocida en Mecánica de Suelos con el nombre de ley de Coulomb, podría escribirse:

$$s = c + \sigma \, tg \, \phi \qquad (12\text{-}3)$$

Así, las ecuaciones (12-1) y (12-2) pueden verse como casos particulares de una ley más general. Un suelo cuya resistencia al esfuerzo cortante pueda representarse por una ecuación del tipo (12-1) se ha llamado tradicionalmente "suelo puramente friccionante", así como un suelo que satisfaga la ley (12-2) ha recibido el nombre de "puramente cohesivo". En el caso más general se ha hablado de suelos "cohesivos y friccionantes" o suelos "intermedios".

Estos términos aún son usados en la actualidad por muchos ingenieros, aunque el significado íntimo de las expresiones se haya modificado considerablemente, respecto al pensamiento original de Coulomb.

La ecuación (12-3) fue usada por más de un siglo y sirvió de base para la elaboración de teorías de presión de tierra, capacidad de car-

ga y métodos de análisis de la estabilidad de terraplenes y presas de tierra.

No obstante, los ingenieros con ciertas dotes de observación empezaron a notar las fuertes discrepancias que existían entre la realidad y lo que alguno de ellos llegó a denominar teorías de "libro de texto".[2] En 1925[3] Terzaghi estableció, con base en serias investigaciones experimentales, comenzadas alrededor de 1920, que en las ecuaciones (12-2) y (12-3) la presión normal total debería sustituirse por la presión intergranular (X-5): de modo que la presión que se admite controla los fenómenos de resistencia al esfuerzo cortante, o sea la presión efectiva, no es la total, sino la intergranular. Actualmente es común considerar los términos intergranular y efectiva como sinónimos al ser aplicados a presiones. La ecuación (12-3) se modificó así para tomar la forma:

$$s = c + (\sigma - u_n)\, tg\, \phi \qquad (12\text{-}4)$$

En donde, como es usual, u_n representa la presión neutral en el agua. La modificación de Terzaghi tomó en cuenta, por primera vez, la trascendental influencia del agua contenida en el suelo. Pronto se descubrió que el valor de u_n depende no sólo de las condiciones de la carga, sino también y en forma muy notable, de la velocidad de aplicación de ella,[4] lo que condujo a distinguir el valor de la resistencia "lenta" de la "rápida"; más adelante habrá ocasión de extender estas ideas.

Posteriormente, Hvorslev[5] hizo notar que el valor de la "cohesión" de las arcillas saturadas no era una constante, sino que resultaba ser función de su contenido de agua. Por lo tanto, la ecuación (12-3) debe escribirse ahora:

$$s = f(w) + (\sigma - u_n)\, tg\, \phi \qquad (12\text{-}5)$$

Es interesante hacer notar que la contribución de Hvorslev destruyó, de una vez por todas, la idea, en sí insostenible, de que c fuese una constante del material.

La ley (12-5) es lineal en un diagrama $\sigma - s$ para todo valor de σ. Las ideas más recientes sobre el tema, aplicadas a suelos compresibles, hacen necesario establecer una distinción entre las arcillas normalmente consolidadas, para las que la ley lineal parece seguir siendo satisfactoria, con la ordenada en el origen nula ($c = 0$) y las preconsolidadas, en las que la ley lineal ha tenido que ser sustituida por otra más complicada. En lo que sigue habrá ocasión de insistir sobre estas ideas.

XII-3. Prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante

Durante muchos años, la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante fue prácticamente la única usada para la determinación de la resistencia de los suelos; hoy, aun cuando conserva interés práctico debido a su simplicidad, ha sido sustituida con ventaja por las pruebas de compresión triaxial, descritas adelante; sin embargo, la prueba directa ha de mencionarse aunque nada más sea por su utilidad didáctica, que la hace idónea para la discusión de algunos aspectos iniciales de la teoría general.

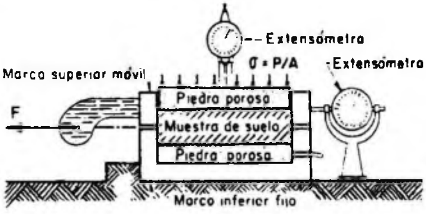


FIG. XII-2. *Esquema del aparato de resistencia al esfuerzo cortante directo*

Un esquema del aparato necesario para efectuar la prueba se presenta en la fig. XII-2.

El aparato consta de dos marcos, uno fijo y otro móvil, que contienen a la muestra de suelo.

Dos piedras porosas, una superior y otra inferior, proporcionan drenaje libre a muestras saturadas, cuando se desee y se sustituyen simplemente por placas de confinamiento, al probar muestras secas.

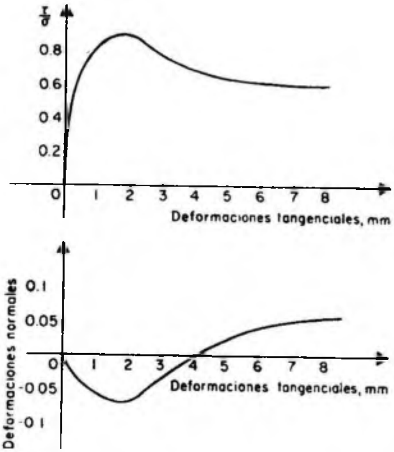


FIG. XII-3. *Gráficas de los resultados de una prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante*

La parte móvil tiene un aditamento al cual es posible aplicar una fuerza rasante, que provoca la falla del espécimen a lo largo de un plano que, por la construcción del aparato, resulta bien definido. Sobre la cara superior del conjunto se aplican cargas que proporcionan una presión normal en el plano de falla, σ, graduable a voluntad. La deformación de la muestra es medida con extensómetros, tanto en dirección horizontal como en vertical. Una descripción un poco más detallada de la prueba figura en el Anexo XII-a.

Los resultados de la prueba, en la cual suelen calcularse los valores de la relación τ/σ correspondientes a deformaciones sobre el plano de falla, se dibujan en forma similar a la indicada en la fig. XII-3.

En ésta, como en todas las pruebas de resistencia de suelos, caben dos posibilidades de realización: el método de esfuerzo controlado y el de deformación controlada. En el primero la prueba se lleva a efecto aplicando valores fijos de la fuerza tangencial al aparato de

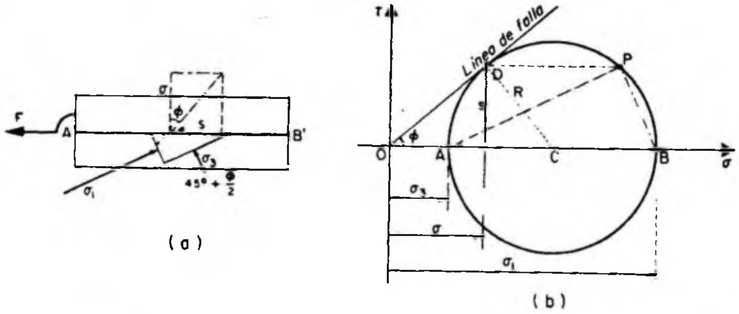


FIG. XII-4. ***Círculo de falla con los esfuerzos y direcciones principales en la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante***

modo que el esfuerzo aplicado tiene en todo momento un valor prefijado; en el segundo tipo, la máquina actúa con una velocidad de deformación constante y la fuerza actuante sobre el espécimen se lee en la báscula de la máquina que la aplica.

Ejecutando varias pruebas con diversos valores de la presión normal, pueden trazarse puntos en la gráfica $\sigma - s$ con los valores de las presiones normales y los valores máximos de τ obtenidos de cada una de las pruebas. Uniendo los puntos así obtenidos se tendrá la línea de falla del material, correspondiente a este procedimiento de prueba.

Una de las desventajas de esta prueba consiste en la imposibilidad de conocer los esfuerzos que actúan en planos distintos al de falla durante su realización. En el instante de falla incipiente, los esfuerzos actuantes en estas otras direcciones pueden determinarse teniendo en cuenta que, en ese instante, el círculo de falla debe ser tangente la línea de falla. Este círculo, así como los valores y direcciones de los esfuerzos principales, pueden obtenerse por el procedimiento del polo como se ilustra en la fig. XII-4.

En esta figura se ha considerado que la línea de falla pasa por el origen de coordenadas. Conociendo los esfuerzos σ y $s = \tau_{máx.}$ (punto *D*) se traza el círculo tangente a dicha línea de falla en *D*, cuyo centro está sobre el eje σ. El polo *P* se encuentra trazando por *D* una

paralela al plano en que actúan esos esfuerzos; es decir, en dirección horizontal. Uniendo *P* con *A* y *B* se tienen las direcciones de los planos principales, que se detallan en la sección (*a*) de la fig. XII-4. Nótese que el punto *D* está en la parte positiva del eje τ, debido a que la desviación ϕ del esfuerzo total en la sección de falla es positiva, según la convención ya introducida.

Es sabido que cuando un material falla en una prueba de resistencia su curva esfuerzo-deformación será semejante a alguno de los dos arquetipos que aparecen en la fig.. XII-5.

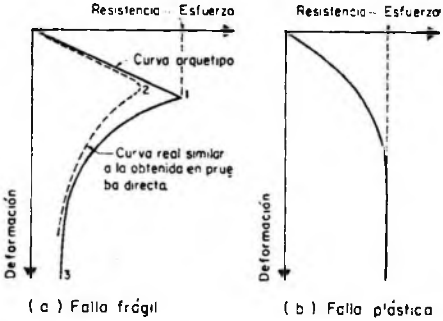


FIG. XII-5. ***Tipos de falla considerados en los suelos***

La curva llena, de (*a*) es representativa de materiales llamados de "falla frágil" y se caracteriza porque después de llegar el esfuerzo a un máximo bien definido (resistencia) desciende rápidamente, al aumentar la deformación. La curva (*b*) corresponde a materiales de "falla plástica" en los que la falla se produce a un esfuerzo que se sostiene aunque la deformación aumente; la falla no está bien definida, habiendo en realidad lo que suele denominarse un flujo del material, bajo esfuerzo constante.

Uno de los inconvenientes más importantes de la prueba de resistencia al esfuerzo cortante directa es que su uso debe restringirse a los suelos de falla plástica, debiendo no efectuarse en suelos frágiles, pues la curva esfuerzo-deformación obtenida para éstos resulta desplazada hacia valores menores del esfuerzo, respecto a la que se obtendría con pruebas más adecuadas, proporcionando, por lo tanto, valores menores de la resistencia (curva discontinua de la fig. XII-5.a). El hecho puede explicarse como sigue: cuando se inicia el movimiento del marco móvil, la deformación tangencial en la superficie de falla $\overline{A'B'}$ no es uniforme, sino que existen concentraciones de deformación en las zonas próximas a *A'* y a *B'*, que son menores en el centro de la muestra. A estas diferentes deformaciones corresponden diferentes esfuerzos en un material frágil y cuando las zonas *A'* y *B'* alcancen la deformación y el esfuerzo de falla, en el centro de la muestra obrarán esfuerzos mucho menores; al proseguir la deformación la falla progresa hacia el centro de la muestra y las zonas extremas, ya falladas, estarán trabajando a un esfuerzo mucho menor que el de falla (falla progresiva). El extensómetro horizontal mide lo que podría considerarse, la deformación media de la superficie de falla y así, la resistencia medida en la prueba, en el momento en que la falla se presente en un suelo

frágil, es un promedio de los esfuerzos actuantes que no representa la máxima resistencia, sino que es menor. Esto no sucede en los suelos de falla plástica, pues una vez alcanzada la falla, en todos los puntos de la sección crítica los esfuerzos son iguales, independientemente de cualquier concentración de la deformación tangencial; en este caso el esfuerzo promedio representa al máximo de falla.

El grado en que el mecanismo de falla progresiva afecta los resultados de una prueba está teóricamente representado por la diferencia de esfuerzos de los puntos 1 y 2 de la fig. XII-5.a.

Esta diferencia depende de varios factores de los que el más importante es la diferencia que, a su vez, exista entre la resistencia máxima (punto 2) y lo que suele denominarse resistencia última del material (punto 3). Así, cuando al efectuarse una prueba se encuentre que la diferencia entre la resistencia máxima y última sobre la curva real obtenida en el laboratorio sea grande, respecto al valor de la resistencia máxima, podrá pensarse que, en ese suelo, el mecanismo de falla progresiva fue de importancia y por lo tanto la resistencia obtenida será muy conservadora, respecto a la real.

En la práctica, sobre todo en análisis que se refieran a cuestiones de estabilidad, es conveniente distinguir entre la falla en puntos aislados y la falla del conjunto de la masa de suelo. En teoría de estructuras, cuando se usa un criterio "elástico" de diseño, es norma calcular los distintos elementos de modo que en ningún punto de ellos se sobrepase el esfuerzo de falla. En Mecánica de Suelos suele seguirse otro criterio, por otra parte también ampliamente usado en la teoría de las estructuras, según el cual no es objetable que ciertas zonas de la masa hayan sobrepasado su resistencia elástica y estén en estado plástico confinado, siempre y cuando el conjunto esté en razonables condiciones de seguridad.

Se sigue que la prueba de que se está tratando únicamente puede usarse en suelos de falla plástica, como son las arcillas blandas y las arenas sueltas. En arcillas rígidas y arenas compactas, la prueba conduce a resultados por lo general demasiado conservadores.

Otro inconveniente que suele citarse para la prueba es el hecho de que el área de la sección crítica está, en realidad, variando durante la aplicación de la fuerza tangencial, lo cual conduciría a efectuar correcciones, que normalmente no suelen hacerse.

XII-4. Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos "friccionantes"

Para una mejor comprensión de las características de resistencia de los suelos es conveniente tratar en primer lugar aquéllos que suelen considerarse "puramente friccionantes"; es decir, las arenas limpias.

La resistencia al esfuerzo cortante de este material se considera que sigue la ley ya vista:

$$s = \sigma \, tg \, \phi \qquad (12\text{-}1)$$

O sea, la resistencia en un plano hipotético de falla cualquiera es proporcional al esfuerzo normal efectivo actuante en ese plano. El ángulo ϕ de "fricción interna" se considera precisamente definido por la anterior ecuación.

Los factores que influyen en el valor de ϕ son muchos y de muy diversa índole, pero entre ellos tres destacan de un modo especial: la compacidad de la arena, la forma de sus granos y su distribución granulométrica, en orden descendente de importancia. La compacidad es, con mucho, la propiedad física de mayor reflejo en la resistencia de una arena, pues por efecto de la trabazón entre los granos que supone una alta compacidad, el valor de ϕ se eleva grandemente, respecto a valores correspondientes a estados sueltos. La forma de los granos también ejerce influencia marcada y simple de visualizar: los granos angulosos se traban entre sí más efectivamente, mientras que los redondeados deslizan y ruedan unos sobre otros más fácilmente. Este efecto resulta claramente influenciado por la compacidad. La granulometría es la menos importante de las tres características mencionadas, adquiriendo relieve práctico únicamente en casos extremos; es decir, una arena bien graduada *SW* tiene un valor más alto de ϕ que una arena uniforme *SP*, constituida por partículas de tamaños similares.

Si la arena contiene algún cementante (carbonato de calcio, sílice, etc.), su resistencia ya no está dada por la expresión (12-1), pues a esfuerzo normal nulo presenta una resistencia "*c*" debida a su cementación; la ley general de Coulomb ofrece en este caso una representación más apropiada.

Para comparar las características esfuerzo-deformación y de resistencia de una arena en distintos estados pueden efectuarse pruebas de resistencia sobre especímenes representativos de las condiciones suelta, compacta y cementada. Si los resultados de pruebas directas, por ejemplo, se dibujan en sistemas coordenados esfuerzo-deformación se obtendrán gráficas análogas a las de la fig. XII-6, que corresponden a tres pruebas en que se supone que se utilizó la misma presión normal.

Puede notarse que la curva correspondiente a la arena cementada es del tipo clásico de falla frágil, muy parecida a una curva prototipo, en tanto que en la arena suelta la curva indica una falla plástica también muy típica; la arena densa muestra un comportamiento intermedio, según se discutió anteriormente.

Un hecho que deberá llamar la atención en los resultados indicados por la fig. XII-6 es que la resistencia última de la arena en sus tres estados es prácticamente la misma. El hecho no es tan paradójico como parece a primera vista; lo que sucede es que, durante la defor-

mación que tiene lugar en la prueba, la arena compacta aumenta su volumen y la arena suelta disminuye el suyo, tendiendo ambas a una relación de vacíos en que las muestras puedan deformarse sin cambio volumétrico (*relación de vacíos crítica*); una vez que esta relación de vacíos casi se alcanza, ambas arenas quedan prácticamente en la misma condición de compacidad y, bajo la misma presión normal, como en el caso de la fig. XII-6, presentarán análoga resistencia. En cuanto a la arena cementada deben notarse las altas resistencias alcanzadas antes de la falla, a causa de la contribución del cementante, pero ocurrida aquélla, la muestra presenta, en el plano de falla, una situación similar a los dos estados antes vistos.

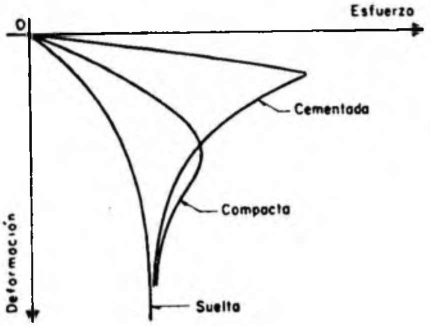


FIG. XII-6. *Gráficas esfuerzo-deformación para una arena en estado suelto, compacto y cementado, bajo la misma presión normal*

Si se efectuasen varias pruebas de resistencia (por ejemplo, directas) sobre una arena en los mismos tres estados antes analizados, haciendo una serie de ellas para cada estado, variando en cada caso la presión normal, se obtendrían, en un plano $s - \sigma$, puntos representativos de la resistencia máxima correspondiente a cada valor de σ. En la fig. XII-7 aparecen las gráficas que resultan al unir esos puntos con un trazo continuo; estas gráficas son envolventes de falla, en el sentido analizado en el Capítulo XI. Se observa que si la arena es suelta, los puntos resultantes prácticamente quedan sobre una línea recta, que pasa por el origen; para estos suelos es pues válido expresar la resistencia al esfuerzo cortante con la ley

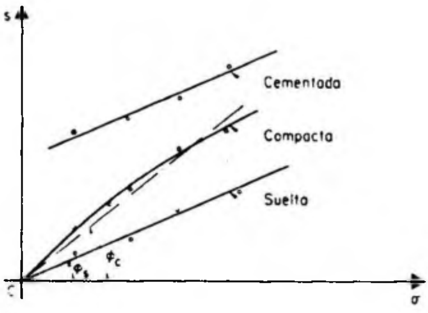


FIG. XII-7. *Líneas de resistencia para una arena en estado suelto, compacto y cementado*

$$s = \sigma \, tg \, \phi_s \quad (12\text{-}6)$$

y el valor de ϕ_s, "ángulo de fricción interna" de la arena suelta, puede obtenerse en una prueba de laboratorio.

En el caso del estado compacto, los puntos resultantes quedan sobre una línea ligeramente cóncava hacia abajo. Para fines prácticos esa línea puede considerarse recta; así pues, en arenas compactas, puede en la práctica calcularse la resistencia al esfuerzo cortante con una ley del tipo:

$$s = \sigma \, tg \, \phi_c \qquad (12\text{-}7)$$

Teniéndose ahora valores del "ángulo de fricción interna" mayores que en el estado suelto y también fácilmente calculables en el laboratorio. En el Anexo XII-b de este Capítulo se insiste algo sobre los aspectos teóricos de este problema que puede considerarse, por otra parte, prácticamente resuelto por el uso de la ecuación (12-7).

En el caso de las arenas cementadas, los puntos resultantes de la prueba pueden considerarse sobre una recta con ordenada al origen, por lo que la resistencia al esfuerzo cortante de estos suelos queda bien expresada por la ley general de Coulomb:

$$s = c + \sigma \, tg \, \phi \qquad (12\text{-}3)$$

c y ϕ deben considerarse como parámetros de cálculo en la ecuación anterior, con los valores que resulten de pruebas de resistencia dignas de confianza.

Se ha estado considerando en todos los análisis anteriores que la arena objeto del estudio está totalmente seca. En el caso de arenas totalmente saturadas, el comportamiento es absolutamente el mismo antes descrito y todas las fórmulas son aplicables sin más que sustituir la presión normal total por la efectiva ($\bar{\sigma} = \sigma - u_n$).

En el caso de arenas parcialmente saturadas se puede observar que el comportamiento depende, en gran manera, del grado de saturación; en arenas ligeramente húmedas, las fuerzas capilares producidas por el agua intersticial comunican a la arena una "cohesión aparente" que la hace aparecer resistente, aun bajo presión normal exterior nula. Este fenómeno es grandemente aprovechado por los constructores de "castillos" en las zonas húmedas de las playas. Lo que en realidad sucede es que, a pesar de la no existencia de una presión exterior, existe una presión capilar intergranular que la suple; esta presión genera la resistencia friccionante del material. Al aumentar el grado de saturación de las arenas disminuyen los efectos capilares, que llegan a anularse cuando aquél toma valores lo suficientemente altos como para que el aire contenido en el suelo exista sólo en forma de burbujas aisladas, estableciéndose una continuidad en el agua intersticial que ya no permite la generación de presiones capilares importantes sobre la estructura sólida del suelo. En la práctica, en el caso de arenas parcialmente saturadas, las líneas de resistencia pueden obtenerse directamente de pruebas. Sin embargo, es importante notar que en la naturaleza las arenas están arriba o abajo del nivel freático; en el primer caso, por

no existir prácticamente zona de saturación capilar y por ser la arena permeable, estarán secas o ligeramente húmedas; en el segundo, saturadas. Claro está que lo anterior es tanto más cierto cuanto más gruesa sea la arena; en arenas muy finas, el asunto ya no es tan simple y el criterio a aplicar será similar a los que se discutirán para suelos finos en páginas posteriores.

En arenas húmedas existe un fenómeno según el cual aumentan su volumen cuando se someten a un efecto vibratorio [dilación por vibración (IV-1)], llegando a alcanzar relaciones de vacíos mayores que la máxima correspondiente a un estado totalmente seco. Este fenómeno resulta ahora de fácil explicación si se tiene en cuenta la resistencia comunicada a la masa de arena por las presiones intergranulares provocadas por el agua capilar. Una vibración brusca hace que las partículas de arena abandonen sus posiciones de equilibrio, tendiendo a ampliar el espacio que ocupan; la existencia de presiones capilares hace posible que las partículas permanezcan en esas nuevas posiciones de equilibrio aparentemente inestable. En arenas secas eso no ocurre y las partículas pasan de esas posiciones inestables intermedias a otras finales aún más estables que las originales, produciéndose una compactación del conjunto.

XII-5. **Relación de vacíos crítica y licuación de las arenas**

Según ha quedado establecido, existe el hecho, revelado por el experimento, de que, en deformación bajo esfuerzo cortante, las arenas sueltas disminuyen su volumen y, por lo tanto, su relación de vacíos, en tanto que en las arenas compactas ambos aumentan. De lo anterior se puede intuir la existencia de un valor intermedio de la relación de vacíos tal que, teóricamente, la arena que lo tuviese no variaría su volumen al deformarse bajo esfuerzo cortante. Este valor ha sido llamado por A. Casagrande "relación de vacíos crítica".[6]

La obtención de este valor crítico ha de basarse en pruebas de laboratorio. Desde luego la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante no es adecuada, por no ser uniforme el estado de esfuerzos que se produce en toda la masa de suelo; por ello, es preciso recurrir a pruebas de compresión triaxial, que se describirán más adelante, efectuadas sobre arenas totalmente saturadas.

Los resultados obtenidos por diferentes investigadores indican que la relación de vacíos crítica no es un valor constante de cada tipo de arena, sino que depende de varios factores, de los cuales son los principales el estado de esfuerzos a que se sujete la muestra durante la prueba y el método empleado para llegar a dicho estado de esfuerzos, por lo que pueden obtenerse valores diferentes para la relación de vacíos buscada; por esta razón algunos autores prefieren hablar de un

"intervalo crítico de la relación de vacíos" y no de un valor preciso de ella.

La importancia de la relación de vacíos crítica aparece cuando se considera la resistencia al esfuerzo cortante de las arenas finas saturadas, sometidas a deformaciones tangenciales rápidas. La resistencia al esfuerzo cortante de tales arenas queda expresada por la ley, ya discutida:

$$s = (\sigma - u_n)\, tg\, \phi = \bar{\sigma}\, tg\, \phi \qquad (12\text{-}8)$$

En arenas finas, de permeabilidad relativamente baja, el agua no alcanza a moverse dentro de la masa con la misma velocidad con que las deformaciones volumétricas pueden llegar a tener lugar, en casos de solicitación muy rápida. Si la arena es compacta, tal deformación tiende a aumentar el volumen de la masa y, por lo tanto, al volumen de los vacíos; esto hace que se genere una tendencia a que el agua exterior entre a la masa de arena, pero si esa absorción de agua no ocurre con suficiente rapidez el agua interior quedará sujeta a una presión neutral, u_n, menor que la inicial, aumentando, por lo tanto, la diferencia $\sigma - u_n$, o sea el esfuerzo efectivo, $\bar{\sigma}$, y, por ende, la resistencia, s, al esfuerzo cortante de la arena. En resumen, una arena compacta que se trate de deformar aplicándole las cargas con velocidad alta, aumenta su resistencia al esfuerzo cortante.

Si la arena es suelta, naturalmente debe producirse el efecto contrario. Al deformarse tiende a compactarse, lo que aumenta la presión neutral en el agua, si ésta no se drena con la suficiente rapidez. Este aumento en presión nautral rebaja la presión efectiva y la resistencia al esfuerzo cortante (ecuación 12-8). En principio parecería no haber límite al crecimiento del término u_n, hasta que la diferencia $\sigma - u_n$ llegue a anularse, reduciendo a cero la resistencia al esfuerzo cortante (licuación), pero esto nunca se ha observado en las pruebas efectuadas en el laboratorio, ni existe evidencia confiable de que esto haya sucedido en el campo; de hecho tampoco existe ninguna razón teórica para afirmar que tal límite crítico pueda ser alcanzado.

Si la arena estuviese en la relación de vacíos crítica, teóricamente su resistencia al esfuerzo cortante no cambiaría al ser sometida a deformación bajo ese tipo de esfuerzo en una prueba de laboratorio. Este hecho ha sido usado por algunos autores para establecer una definición alternativa del concepto relación de vacíos crítica. En la realidad las relaciones de vacíos críticas definidas como se hizo en primer lugar o como ahora acaba de hacerse, no resultan idénticas, sino que presentan pequeñas diferencias imputables a los métodos de obtención.

El fenómeno de licuación de arenas que se presenta tanto en el campo como en el laboratorio, causando una disminución rápida de la resistencia al esfuerzo cortante hasta valores nulos o prácticamente nulos, por un aumento igualmente rápido de la presión neutral, ocurre

cuando el suelo queda sujeto a una solicitación brusca de tipo dinámico (impacto, sismo, etc.). Lo que ahora sucede es que la estructura granular del material sufre un derrumbe instantáneo que afecta masas grandes del suelo, por lo que el agua se ve obligada a tomar bruscamente presiones adicionales muy por encima de la hidrostática, que reducen la presión efectiva a cero; el conjunto se comporta realmente como una suspensión densa y este comportamiento da nombre al fenómeno.

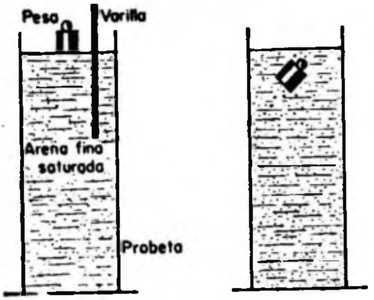


FIG. XII-8. *Experimento para reproducir condiciones de licuación en arenas*

Hay experimentos sencillos, del tipo del que se describe a continuación, que ilustran objetivamente el fenómeno de licuación de arenas. Considérese una probeta (fig. XII-8) con agua hasta un cierto nivel; si ahora se vacía una arena fina en la probeta, de tal manera que quede en estado suelto y completamente saturado, sin que exista tirante de agua sobre ella, al terminar la operación, se tendrá un conjunto con la apariencia de un suelo estable. En efecto, sobre la frontera superior puede colocarse un peso de cierta importancia, sin que se produzca deformación perceptible; pero si, en estas condiciones, se introduce bruscamente una varilla, extrayéndola inmediatamente, se podrá observar que el peso antes soportado se hunde materialmente en la arena, quedando alojado en el interior de la masa. Al introducir la varilla y extraerla bruscamente se ha producido un desplazamiento brusco que ocasionó un derrumbe en la estructura de la arena suelta; esto fue causa de la licuación momentánea de, por lo menos, la parte en que se apoyaba el peso.

En una arena depositada en la naturaleza, el peligro de la licuación disminuye según sea más compacta y nunca se ha reportado una falla en mantos en los que la compacidad relativa fuese mayor de 50%. Por lo demás, las fallas por licuación, relativamente frecuentes en zonas sísmicas, constituyen un capítulo de los más dramáticos dentro de la literatura sobre Mecánica de Suelos.

Algunos autores han tratado de estudiar la posibilidad del fenómeno de licuación comparando la relación de vacíos de la arena en cuestión con su valor crítico, pero en realidad no se ha encontrado ninguna razón para pensar que exista una relación de tal naturaleza.

XII-6. Factores que influyen en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos "cohesivos"

Según ya se dijo, el término "cohesivo" ha sido usado tradicionalmente en Mecánica de Suelos con referencia a aquellos suelos que sin presión normal exterior apreciable, presentan características de resistencia a los esfuerzos cortantes. El término nació porque en realidad se pensaba que estos suelos tenían "cohesión"; es decir, se creía en la presencia de una suerte de liga entre las partículas constituyentes; hoy la denominación prevalece, aun cuando está bastante bien establecido que la resistencia de estos suelos tiene, esencialmente, la misma génesis que en los suelos granulares: la fricción. En una muestra de suelo, aun no existiendo presiones exteriores, la estructura está sujeta a presiones intergranulares, a causa, sobre todo, de efectos capilares; estas presiones hacen posible la generación de un mecanismo de fricción entre las partículas sólidas del material.

La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos "cohesivos" es de mucho más difícil determinación que en los suelos "friccionantes", pues en los primeros la estructura del suelo no puede adaptarse con suficiente flexibilidad a cualesquiera nuevas condiciones de esfuerzo que puedan presentarse; esto es debido, sobre todo, a la relativamente baja permeabilidad de estos suelos, respecto a las arenas; ahora, el agua requiere siempre períodos importantes de tiempo para movilizarse dentro de la masa de suelo. El análisis se hace más complejo al tomar en cuenta que las cantidades de agua movilizadas son ahora también mucho más importantes que en el caso de las arenas, por la compresibilidad relativamente grande, característica de los suelos "cohesivos".

Así como en materiales tales como el acero o el concreto no existe inconveniente práctico de consideración para tomar su resistencia a los esfuerzos como constante, por lo menos en todos los problemas referentes a los diseños estructurales comunes, la resistencia al esfuerzo cortante en los suelos "cohesivos" se ve de tal manera influenciada por factores circunstanciales que, en ningún caso, es permisible manejarla con fórmulas o criterios prefijados, siendo imperativo en cada caso, efectuar un estudio minucioso y específico de tales factores, hasta llegar a determinar el valor que en cada problema haya de emplearse para garantizar la consecución de los fines tradicionales del ingeniero: la seguridad y la economía. Este hecho complica, sin duda, el manejo de la teoría en los casos de la práctica, pero, por otro lado, garantiza que al ingeniero de suelos que aspire a mediana competencia no le es lícita la inercia mental que lleva a la aplicación indiscriminada de fórmulas o manuales, tan frecuente, por desgracia, en otras especialidades ingenieriles.

Los factores que principalmente influyen en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos "cohesivos" y cuya influencia debe sope-

sarse cuidadosamente en cada caso particular, son los siguientes: historia previa de consolidación del suelo, condiciones de drenaje del mismo, velocidad de aplicación de las cargas a que se le sujete y sensibilidad de su estructura.

Para visualizar en forma sencilla el mecanismo a través del cual cada uno de estos factores ejerce su influencia, se considera a continuación el caso de una arcilla totalmente saturada, a la que se someta a una prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante (fig. XII-9). La prueba se usa ahora con fines puramente explicativos, aunque en la realidad sólo sea aplicable a arcillas de falla plástica, y, aun para éstas, haya pruebas preferibles.

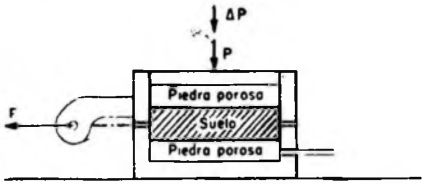


FIG. XII-9. *Esquema para ilustrar la influencia de diversos factores sobre la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo "cohesivo"*

Supóngase que la muestra ha sido previamente consolidada bajo una presión normal σ_1, proporcionada por una carga, P, cualquiera. Supóngase también que la muestra nunca soportó, a través de su historia geológica, un esfuerzo mayor que dicho σ_1; en otras palabras, la muestra está normalmente consolidada. En estas condiciones debe tenerse en el agua $u_n = 0$. (Se considera $u_h = 0$ en la muestra.)

Si ahora se incrementa rápidamente la presión normal en un valor $\Delta\sigma_1$, aplicando un incremento de carga ΔP, actuará sobre la muestra una presión total $\sigma_2 = \sigma_1 + \Delta\sigma_1$. Este incremento de carga puede producir muy diversos efectos sobre la resistencia al esfuerzo cortante de la muestra, dependiendo del tiempo que se deje actuar antes de aplicar la fuerza F que la hará fallar, del drenaje de la muestra y de la velocidad con que F sea aplicada. En efecto, supóngase que la muestra tiene muy buen drenaje, estando expedita la salida de agua de las piedras porosas hacia el exterior; en el primer instante $\Delta\sigma_1$ será tomado por el agua de la muestra, pero si transcurre el tiempo suficiente se producirá la consolidación de la arcilla bajo la nueva condición de esfuerzos y $\Delta\sigma_1$ llegará a ser también esfuerzo efectivo. Si ahora la muestra se lleva a la falla, aplicando F en incrementos pequeños y permitiendo el paso del tiempo suficiente entre cada uno, como para que se disipe cualquier presión neutral que se origine en la zona vecina a la superficie de falla, la resistencia de la arcilla quedará dada por la expresión:

$$s = (\sigma_1 + \Delta\sigma_1)\, tg\, \phi = \sigma_2\, tg\, \phi$$

Pues, en todo momento, σ_1 y $\Delta\sigma_1$ son efectivas y no existen presiones neutrales en el agua.

Por otra parte, si *F* se aplicase rápidamente, aparecerían en las zonas vecinas a la superficie de falla presiones neutrales causadas por la tendencia al cambio de volumen bajo la deformación tangencial. Esta tendencia es, en arcillas normalmente consolidadas, siempre hacia una disminución, por lo que los esfuerzos que aparecen en el agua son presiones, que disminuyen los esfuerzos efectivos. Si u_{nT} representa a ésta presiones neutrales en el momento de la falla, la resistencia de la arcilla quedará dada por:

$$s = (\sigma_1 + \Delta\sigma_1 - u_{nT})\ tg\ \emptyset = (\sigma_2 - u_{nT})\ tg\ \emptyset$$

La resistencia al esfuerzo cortante ha variado simplemente porque cambió la velocidad de aplicación de *F*.

El valor de u_{nT} depende grandemente de la sensibilidad de la estructura del suelo; bajo la deformación que está teniendo lugar en la prueba, una estructura sensible se degrada, tendiendo a disminuir más su volumen, por lo que u_{nT} se hace mayor que en el caso de una arcilla muy poco sensible a la deformación.

Si, por el contrario, la prueba se efectuase estando impedida la salida del agua de las piedras porosas hacia el exterior, el esfuerzo $\Delta\sigma_1$ nunca podrá llegar a ser efectivo, pues la arcilla no puede materialmente consolidarse; por lo tanto, el esfuerzo $\Delta\sigma_1$ no dejará de ser neutral ($\Delta\sigma_1 = u_n$). Al aplicar *F* tampoco se disiparán las presiones neutrales que pueda generar la deformación tangencial y ello aunque *F* se aplique lentamente (se supone que la salida del agua está idealmente impedida, cosa muy difícil, por no decir imposible, de lograr en un aparato de corte directo; esta es otra grave desventaja de esta prueba, según se verá en páginas posteriores en que se discuta la necesidad de plantear diferentes pruebas que diferencien todos los aspectos que ahora se analizan). Suponiendo que la presión neutral originada por la deformación tangencial es también u_{nT} (en realidad es un poco menor), la resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla será ahora, teniendo presente que $\Delta\sigma_1 = u_n$:

$$s = (\sigma_1 + \Delta\sigma_1 - u_n - u_{nT})\ tg\ \emptyset = (\sigma_1 - u_{nT})\ tg\ \emptyset$$

de nuevo diferente a las dos anteriores, nada más que a causa de un cambio en la condición de drenaje de la muestra.

Esta misma resistencia se podría haber obtenido si $\Delta\sigma_1$ y *F* fuesen aplicadas rápidamente, una tras otra aun con drenaje libre, pues en tal caso no se daría tiempo a que se disipase ninguna presión neutral en los poros del suelo.

Todos los razonamientos anteriores pueden considerarse aplicables a un suelo normalmente consolidado en la naturaleza; si el suelo es preconsolidado pueden desarrollarse razonamientos análogos. En efecto, considérese la misma muestra anterior, pero fuertemente consoli-

dada por una presión σ_1, de gran magnitud. Si ahora se descarga rápidamente la muestra, quitando la fuerza P que producía la σ_1, la arcilla tenderá a expanderse; como la muestra no puede tomar instantáneamente el agua necesaria para ello, aun en el supuesto de que existiese en el exterior disponible, el agua intersticial quedará sujeta a un estado de tensión tal que proporcione a las partículas minerales una presión suficiente para mantener el mismo volumen; obviamente, esta presión debe ser la misma que actuaba antes sobre la arcilla desde el exterior; es decir:

$$u_{nN} = -\sigma_1$$

Si inmediatamente después de retirar la carga P, la muestra se lleva a la falla, aplicando F rápidamente, la deformación tangencial en el plano de falla ocasionará, según se dijo, una perturbación de la estructura sólida y la presión del agua intersticial, u_{nT}, consecuencia de ello disminuye la tensión u_{nN} existente, de acuerdo con lo dicho en el párrafo anterior. En este caso la resistencia al esfuerzo cortante podrá escribirse, teniendo en cuenta que la presión total es nula, por haber retirado P y que $u_{nN} = -\sigma_1$, como:

$$s = (0 - u_{nN} - u_{nT})\ tg\ \phi = (\sigma_1 - u_{nT})\ tg\ \phi$$

Esta es la resistencia que se interpreta históricamente como "cohesión" de las arcillas, por ocurrir a esfuerzo exterior nulo y que, según se ve, en realidad es también fricción consecuencia de la preconsolidación (historia previa de consolidación) adquirida por la arcilla a causa de la acción de σ_1. Si no existe ninguna fuente de agua exterior de donde absorber no importa el tiempo que se deje transcurrir desde la remoción de la carga P hasta la falla de la muestra por aplicación rápida de F. La resistencia permanecerá la misma. Debe observarse que si las facilidades de drenaje son nulas; es decir, no existiera posibilidad para la muestra de ganar o perder agua, cualquiera que sea el decremento o incremento de presión exterior, toda esa presión adicional la tomará el agua y al aplicar la fuerza F rápidamente, el material tendría exactamente la misma resistencia debida a la preconsolidación bajo σ_1; es decir, el material se comportaría como puramente cohesivo. Por otra parte, si el suelo tiene facilidad para absorber agua y se deja transcurrir el tiempo para que esto suceda, después de haber removido P, la muestra se expandirá y gradualmente irá disipándose la tensión en el agua y por lo tanto el esfuerzo efectivo hasta que, finalmente el esfuerzo efectivo será prácticamente nulo y por ende, la resistencia del material se habrá reducido prácticamente a cero.

Claro es que todos los razonamientos anteriores pueden aplicarse a estratos de arcilla depositados en la naturaleza, cuya resistencia aumentará o disminuirá conforme las compresiones o tensiones, originadas en el agua por las cargas, se disipen con el tiempo.

XII-7. Prueba "in situ" por medio de la veleta

La prueba de la veleta es una contribución relativamente moderna al estudio de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos "cohesivos". La prueba presenta, en principio, una ventaja considerable: la de realizarse directamente sobre los suelos "in situ", es decir, no sobre muestras extraídas con mayor o menor grado de alterabilidad, sino sobre los materiales en el lugar en que se depositaron en la naturaleza. La alteración de los suelos sujetos a la prueba dista, sin embargo, de ser nula, pues la veleta ha de hincarse en el estrato en el cual vayan a realizarse las determinaciones y esta operación ejerce siempre influencia negativa. La prueba guarda cierta similitud, desde un punto de vista interpretativo de sus resultados, con la prueba directa de resistencia ya mencionada tantas veces y está afectada por algunas de sus limitaciones.

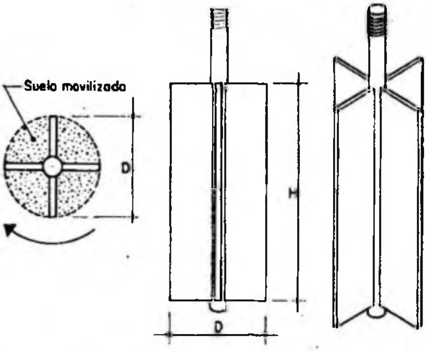


FIG. XII-10. *Aparato de veleta para determinaciones de resistencia al esfuerzo cortante*

El aparato consta de un vástago, desmontable en piezas, a cuyo extremo inferior está ligada la veleta propiamente dicha, generalmente de cuatro aspas fijamente ligadas a un eje, que es prolongación del vástago (fig. XII-10). Para efectuar la prueba, una vez hincada la veleta a la profundidad deseada, se aplica gradualmente al vástago un momento en su extremo superior, en donde existe un mecanismo apropiado, que permite medirlo. Generalmente la operación de hincado se facilita perforando un pozo hasta una profundidad ligeramente menor al nivel en que la prueba haya de realizarse; la parte superior de la veleta ha de quedar suficientemente abajo del fondo del pozo. Al ir aplicando el momento, la veleta tiende a girar tratando de rebanar un cilindro de suelo.

Llamando s a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, el momento máximo soportado por éste será medido por los momentos resistentes generados, tanto en las bases del cilindro, como en su área lateral. El momento resistente que se desarrolla en el área lateral será:

$$M_{R_L} = \pi DH \cdot s \frac{D}{2} = \frac{1}{2} \pi D^2 H s$$

y, despreciando el efecto del vástago, el momento generado en cada base valdrá:

$$M_{R_B} = \frac{\pi D^2}{4} s \frac{2}{3} \frac{D}{2} = \frac{1}{12} \pi D^3 s$$

Nótese que, en la base, se toma el brazo de palanca de la fuerza resistente como $2/3 \cdot D/2$, lo que equivale a considerar elementos resistentes en forma de sector circular.

El momento resistente total, en el instante de falla incipiente, será igual al momento aplicado ($M_{\text{máx.}}$):

$$M_{\text{máx.}} = M_{R_L} + 2M_{R_B} = \frac{1}{2} \pi D^2 H s + \frac{1}{6} \pi D^3 s$$

y:

$$M_{\text{máx.}} = \pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right) s$$

De donde:

$$s = \frac{M_{\text{máx.}}}{\pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right)} = \frac{M_{\text{máx.}}}{C} \qquad (12\text{-}9)$$

Obsérvese que el valor de C es una constante del aparato, calculable de una vez por todas.

Es frecuente que $H = 2D$, con lo que:

$$C = \frac{7}{6} \pi D^3$$

Fácilmente se nota que el tipo de falla que produce la veleta es progresiva con deformaciones máximas en el extremo de las aspas, y mínimas en los planos bisectores de dichas aspas. Aquí pudiera repetirse todo lo dicho al respecto en la prueba directa, por lo que puede concluirse que la veleta sólo es aplicable a materiales de falla plástica, del tipo de arcillas blandas.

En las arenas, aun sueltas, la veleta modifica, al ser introducida, la compacidad de los mantos y, sobre todo, el estado de esfuerzos general de la masa, por todo lo cual los resultados que pudieran obtenerse son de interpretación imposible.

En las arcillas finamente estratificadas, en que capas delgadas de arcilla alternan con otras de arena fina que proporcionan fácil drenaje, los esfuerzos debidos a la rotación inducen consolidación en la arcilla, efecto que se hace notorio durante la prueba por el pequeño espesor de la estratificación; por ello se obtienen resistencias más altas que las reales.

XII-8. Pruebas de compresión triaxial de resistencia al esfuerzo cortante

Las pruebas de compresión triaxial son mucho más refinadas que las de corte directo y en la actualidad son, con mucho, las más usadas en cualquier laboratorio para determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos. Teóricamente son pruebas en que se podrían variar a voluntad las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma completa. En realidad y buscando sencillez en su realización, en las pruebas que hoy se efectúan, los esfuerzos en dos direcciones son iguales. Los especímenes son usualmente cilíndricos y están sujetos a presiones laterales de un líquido, generalmente agua, del cual se protegen con una membrana impermeable. Para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética, de lucita, con bases metálicas (fig. XII-11). En las bases de la muestra se colocan piedras porosas, cuya comunicación con una bureta exterior puede establecerse a voluntad con segmentos de tubo plástico (tubo sarán). El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara.

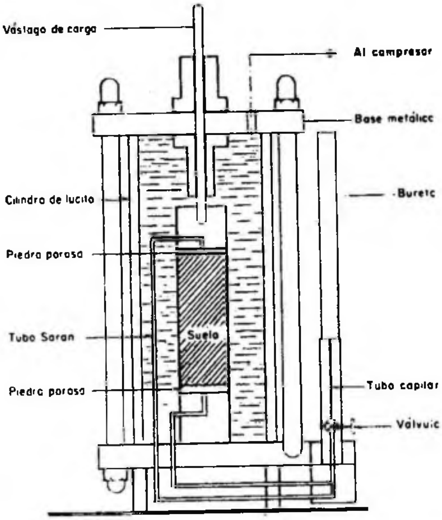


FIG. XII-11. *Esquema de la cámara de compresión triaxial*

Las figs. XII-12 y XII-13 muestran vistas de conjunto de un banco de compresión triaxial, instalado en el laboratorio de Mecánica de Suelos de la Secretaría de Obras Públicas, en México.

La presión lateral que se ejerce con el agua que llena la cámara es sólo normal, por ser hidrostática y produce, por lo tanto, esfuerzos principales sobre el espécimen (σ_3). En las bases de éste obra naturalmente también esta misma presión σ_3, pero además en esas secciones actúa el efecto de la carga transmitida por el vástago desde el exterior,

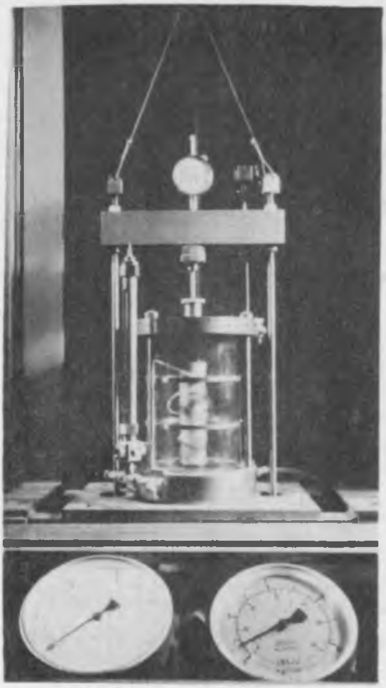


FIG. XII-12. *Detalle de una cámara triaxial. (Laboratorio de Ingeniería de Suelos. Secretaría de Obras Públicas México)*

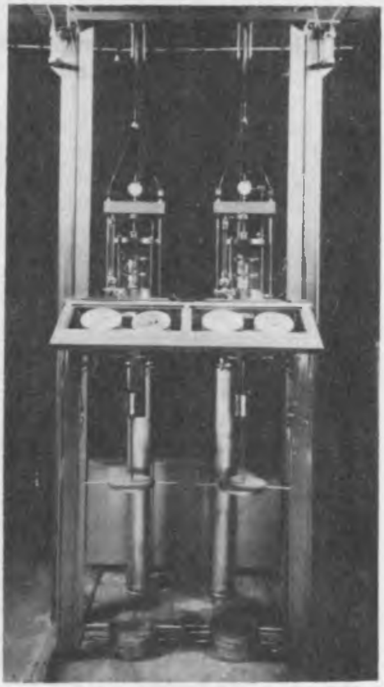


FIG. XII-13. *Conjunto de un banco triaxial instalado en el Laboratorio de Ingeniería de Suelos de la Secretaría de Obras Públicas México)*

que ejerce una presión p sobre el espécimen; esta presión suele llamarse en Mecánica de Suelos "esfuerzo desviador"; en total, en dirección axial actúa una presión σ_1, que también es principal y que vale:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + p \tag{12-10}$$

El estado de esfuerzos en un instante dado se considera uniforme en toda la muestra y puede analizarse recurriendo a las soluciones gráficas de Mohr (Capítulo XI), con σ_1 y σ_3 como esfuerzos principales mayor y menor, respectivamente. Debe observarse que en una cámara triaxial el suelo está sujeto a un estado de esfuerzos tridimensional, que aparentemente debería de tratarse con la solución general de Mohr, que envuelve el manejo de tres círculos diferentes; pero como en la prueba dos de los esfuerzos principales son iguales (el menor y el intermedio), en realidad los tres círculos devienen a uno solo y el tratamiento resulta

simplificado, pudiéndose emplear las construcciones correspondientes al estado de esfuerzos plano.

Se vio que la resistencia al esfuerzo cortante, sobre todo en suelos "cohesivos", es variable y depende de diversos factores circunstanciales. Al tratar de reproducir en el laboratorio las condiciones a que el suelo estará sujeto en la obra de que se trate, será necesario tomar en cuenta cada uno de esos factores, tratando de reproducir las condiciones reales de ese caso particular. Por ello no es posible pensar en una prueba única que refleje todas las posibilidades de la naturaleza. Parece que, en cada caso, debería montarse una prueba especial que lo representara fielmente; sin embargo, es obvio que esto no es práctico, dado el funcionamiento de un laboratorio común. Lo que se ha hecho es reproducir aquellas circunstancias más típicas e influyentes en algunas pruebas estandarizadas. Estas pruebas se refieren a comportamientos y circunstancias extremas; sus resultados han de adaptarse al caso real, generalmente intermedio, interpretándolos con un criterio sano y teniendo siempre presente las normas de la experiencia.

Los tipos de prueba de compresión triaxial que más comúnmente se realizan hoy en los laboratorios de Mecánica de Suelos son las que se describen brevemente a continuación:

Prueba lenta (Símbolo L)

La característica fundamental de la prueba es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos. Primeramente se sujeta al suelo a una presión hidrostática (σ_3), teniendo abierta la válvula de comunicación con la bureta y dejando transcurrir el tiempo necesario para que haya completa consolidación bajo la presión actuante. Cuando el equilibrio estático interno se haya reestablecido, todas las fuerzas exteriores estarán actuando sobre la fase sólida del suelo; es decir, producen esfuerzos efectivos, en tanto que los esfuerzos neutrales en el agua corresponden a la condición hidrostática. La muestra es llevada a la falla a continuación aplicando la carga axial en pequeños incrementos, cada uno de los cuales se mantiene el tiempo necesario para que la presión en el agua, en exceso de la hidrostática, se reduzca a cero.

Prueba rápida-consolidada (Símbolo R_c)

En este tipo de prueba, el espécimen se consolida primeramente bajo la presión hidrostática σ_3, como en la primera etapa de la prueba lenta; así, el esfuerzo σ_3 llega a ser efectivo ($\bar{\sigma}_3$), actuando sobre la fase sólida del suelo. En seguida, la muestra es llevada a la falla por un rápido incremento de la carga axial, de manera que no se permita cambio de volumen. El hecho esencial de este tipo de prueba es el no permitir ninguna consolidación adicional durante el período de falla, de aplicación de la carga axial. Esto se logra fácilmente en una cámara de compresión triaxial cerrando la válvula de salida de las piedras

porosas a la bureta; una vez hecho esto, el requisito es cumplido independientemente de la velocidad de aplicación de la carga axial; sin embargo, parece no existir duda de que esa velocidad influye en la resistencia del suelo, aun con drenaje totalmente restringido.

En la segunda etapa de una prueba rápida-consolidada podría pensarse que todo el esfuerzo desviador fuera tomado por el agua de los vacíos del suelo en forma de presión neutral; ello no ocurre así y se sabe que parte de esa presión axial es tomada por la fase sólida del suelo, sin que, hasta la fecha, se hayan dilucidado por completo ni la distribución de esfuerzos, ni las razones que la gobiernan. De hecho no hay ninguna razón en principio para que el esfuerzo desviador sea íntegramente tomado por el agua en forma de presión neutral; si la muestra estuviese lateralmente confinada, como en el caso de una prueba de consolidación, sí ocurriría esa distribución simple del esfuerzo desviador, pero en una prueba triaxial la muestra puede deformarse lateralmente y, por lo tanto, su estructura puede tomar esfuerzos cortantes desde un principio.

Prueba rápida (Símbolo R)

En este tipo de prueba no se permite en ninguna etapa consolidación de la muestra. La válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta permanece siempre cerrada impidiendo el drenaje. En primer lugar se aplica al espécimen una presión hidrostática y, de inmediato, se hace fallar al suelo con la aplicación rápida de la carga axial. Los esfuerzos efectivos en esta prueba no se conocen bien, ni tampoco su distribución, en ningún momento sea anterior o durante la aplicación de la carga axial.

Prueba de compresión simple (Símbolo C_s)

Esta prueba no es realmente triaxial y no se clasifica como tal, pero en muchos aspectos se parece a una prueba rápida. Los esfuerzos exteriores al principio de la prueba son nulos, pero existen en la estructura del suelo esfuerzos efectivos no muy bien definidos, debidos a tensiones capilares en el agua intersticial.

En lo que sigue se describen los aspectos teóricos de estas pruebas realizadas en suelos en diferentes condiciones y en el Anexo XII-c de este Capítulo se detallan los procedimientos de laboratorio para llevarlas a cabo.

XII-9. Pruebas de compresión triaxial en suelos "friccionantes"

En suelos "puramente friccionantes", tales como las arenas limpias, las pruebas de compresión triaxial arriba mencionadas encuen-

tran para su ejecución el inconveniente de orden práctico de no poderse labrar un espécimen apropiado, por desmoronarse el material durante la operación; aun si se trabaja con muestras alteradas la preparación de la muestra resulta complicada e insegura. La dificultad puede subsanarse con muestras alteradas secas usando la prueba al vacío, cuya descripción figura en el Anexo XII-c de este Capítulo. La esencia de la prueba consiste en aplicar el esfuerzo lateral σ_3 por medio de un vacío que se comunica a una muestra de arena, previamente envuelta en una membrana de hule; este vacío cumple también la misión de proporcionar soporte a la arena impidiendo que se derrumbe.

El hecho de que la prueba al vacío haya de ser efectuada en muestras alteradas secas no le resta mucho valor práctico a sus conclusiones en lo que se refiere a las aplicaciones, por ejemplo a un análisis de estabilidad de un talud o de capacidad de carga de un estrato, pues las características de esfuerzo-deformación y resistencia de una arena natural pueden considerarse sensiblemente iguales a las de una muestra alterada en la cual se hayan reproducido las condiciones de compacidad relativa del campo. Por otra parte la prueba da buena idea del comportamiento mecánico de arenas saturadas, similar, según queda dicho, al de las secas, siempre y cuando se les considere la presión efectiva como presión actuante.

Sea con la prueba al vacío aquí mencionada o con otros tipos de pruebas especiales que no se discuten, es posible realizar una investigación de las características de resistencia de las arenas a la compresión triaxial; en esas investigaciones se ve que estos materiales presentan las propiedades discutidas al principio de este Capítulo.

Por otra parte, es de interés hacer notar que en cuanto la arena posea algo de cementación natural ya es posible someterla a pruebas triaxiales convencionales.

XII-10. Condiciones de consolidación de arcillas naturales

Antes de discutir las características de resistencia de las arcillas en los distintos tipos de prueba triaxial es conveniente hacer algunas consideraciones sobre las condiciones que guardan en la naturaleza los depósitos de ese material.

En los depósitos arcillosos lacustres es frecuente que el nivel de aguas freáticas esté o en la superficie o muy cerca de ella y, en regiones de climas cálidos, se tienen condiciones de evaporación fuerte que producen una pérdida de agua, con la consiguiente consolidación, en las zonas superiores de dichos depósitos; por ello es frecuente que dichas zonas presenten altas resistencias al esfuerzo cortante.

Considérese, a modo de ilustración, el manto arcilloso con nivel freático superficial que se muestra en la fig. XII-14. Se supone que

el manto ha sufrido una evaporación superficial en una época inmediatamente anterior a la que aparece en la figura, en la que se acepta que las presiones hidrostáticas prácticamente se han recuperado, volviendo el nivel freático a la superficie, quedando preconsolidado en su parte superior, pues cuando se produjo la evaporación se indujeron presiones efectivas debidas a tensiones en el agua, mayores que las que

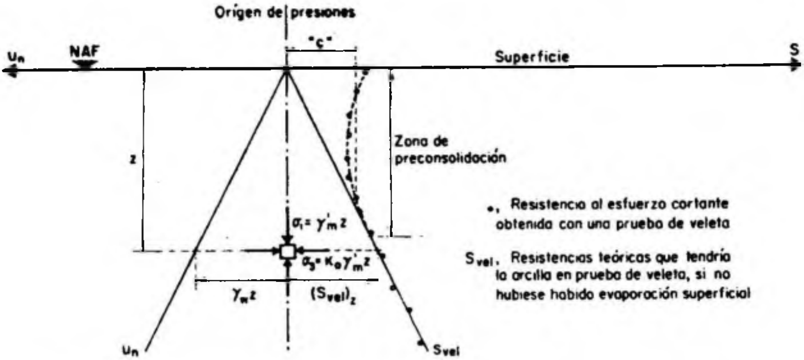


FIG. XII-14. *Condiciones comunes de un manto arcilloso que sufrió evaporación superficial*

obran por la acción del peso propio sumergido del material en el momento actual.

Si, en estas condiciones, se efectúa una serie de pruebas de veleta a diferentes profundidades según una vertical, se encontrarán resistencias que se disponen en los puntos señalados con un círculo en la fig. XII-14. Se observa que la resistencia adopta una ley lineal concurrente al origen, a partir de una cierta profundidad, ley que corresponde a una condición de consolidación "normal" en la arcilla, únicamente bajo su peso propio; en la parte superior se encuentran resistencias mayores que las correspondientes a tal condición, lo cual es indicativo de que el suelo ha sufrido preconsolidación. Inclusive, en ocasiones, dicha distribución superior puede asimilarse a una resistencia constante con la profundidad, que sería la común, aunque inapropiadamente, denominada "cohesión" del material "c", que como ya se indicó y ahora se corrobora, es más bien una "cohesión aparente", debida al tipo rápido de prueba efectuada.

Si se analiza un elemento de arcilla a la profundidad z se nota que el esfuerzo vertical, σ_1, efectivo es igual a $\gamma'_m z$ y el esfuerzo horizontal, σ_3, puede expresarse como una fracción del valor de σ_1:

$$\sigma_3 = K_0 \gamma'_m z \qquad (12\text{-}11)$$

K_0 recibe el nombre de "coeficiente de presión de tierra en reposo", condición que se supone es la que priva en la masa total de arcilla.

En arcillas normalmente consolidadas, cuando $\bar{\sigma}_1 = \gamma'_m z$ es la máxima presión vertical soportada por el material en toda su historia geológica, el coeficiente K_0 está comprendido normalmente entre 0.6 y 0.9. En arcillas preconsolidadas el coeficiente de presión en reposo es mayor y con frecuencia llega a sobrepasar la unidad; esto último sucede particularmente en estratos arcillosos muy antiguos, que han soportado pesos de masas hoy desaparecidas.

Resumiendo, si se tiene una curva de compresibilidad de una arcilla, podrá decirse que $K_0 < 1$ en el tramo virgen y $K_0 > 1$ en el tramo de descarga.

En las diferentes pruebas de compresión triaxial ejecutadas sobre suelos "cohesivos", la presión exterior dada por el agua en la cámara, antes de aplicar el esfuerzo desviador de falla, es igual en todas direcciones, es decir:

$$\sigma_1 = \sigma_3$$

Si a la muestra situada a la profundidad z se le aplica una presión de agua igual a $\gamma'_m z$, esta presión obrará por igual en todas las direcciones, lo cual equivale a establecer como hipótesis del experimento: $K_0 = 1$. Esta hipótesis se encuentra en todas las pruebas triaxiales comunes realizadas rutinariamente y aun en la mayoría de los correspondientes trabajos de investigación y, desde luego, es un factor a tomar en cuenta en la interpretación de los resultados. La influencia de esta hipótesis en los resultados de las pruebas, no está totalmente aclarada en la actualidad.

XII-11. Consideraciones sobre los resultados de pruebas triaxiales en suelos "cohesivos" saturados, normalmente consolidados

Los resultados de las diferentes pruebas triaxiales se interpretan generalmente a partir de gráficas constituidas según el método de Mohr (Capítulo XI); es decir, en una representación de los esfuerzos normales contra los esfuerzos cortantes correspondientes. El análisis de los resultados de las pruebas exige distinguir aquellas realizadas sobre suelos saturados por completo; aun dentro del primer grupo, es preciso separar los casos en que se prueban arcillas normalmente consolidadas, de los que tratan con arcillas preconsolidadas. En esta sección se tratarán, como queda indicado por su título, los suelos "cohesivos" saturados y normalmente consolidados, lo cual implica que la presión del agua en la cámara deberá ser, por lo menos, igual a la presión vertical efectiva actuante sobre la muestra "in situ", supuesto que esta presión es la máxima soportada por el suelo en su historia geológica. A continuación se analiza cada prueba por separado.

A — Prueba lenta:

Como queda dicho, los esfuerzos actuantes sobre el espécimen de suelo en esta prueba son efectivos en toda etapa significativa de ella; esto se logra permitiendo drenaje libre en las líneas de la muestra a la bureta y, por lo tanto, la completa consolidación del suelo bajo los distintos estados de esfuerzos a que se le somete. En la primera etapa, la muestra es sometida en todas direcciones a la presión del agua (σ_3) y,

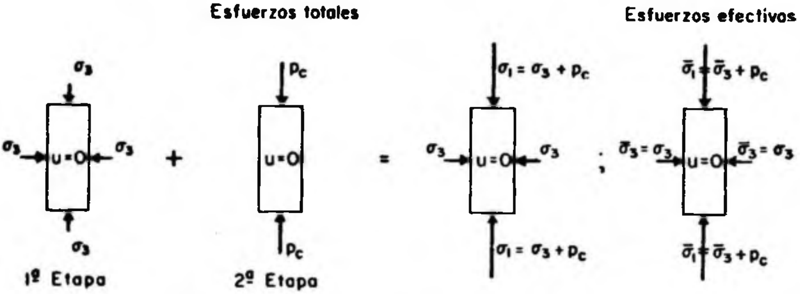


FIG XII-15. *Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial lenta*

en la segunda etapa, se la lleva a la falla con incrementos de carga axial (p), permitiendo completa consolidación bajo cada incremento. El esfuerzo total axial de falla será designado por $\sigma_1 = \sigma_3 + p_c$, donde p_c se denomina esfuerzo desviador de falla y es el máximo esfuerzo desviador $p \cdot p_c$ mide la resistencia a la compresión del espécimen en esta prueba.

Los instantes finales de cada etapa pueden sumarse esquemáticamente para obtener la condición definitiva de falla (fig. XII-15).

En la primera etapa el espécimen aparece sujeto al esfuerzo total σ_3 y, por haberse permitido la consolidación total, la presión neutral, u_n, se ha reducido a cero; como se considera $u_h = 0$, dado el pequeño tamaño de los especímenes, puede escribirse esa condición como $u = 0$.

En la segunda etapa obra sobre el suelo el esfuerzo desviador de falla, p_c, y nuevamente $u = 0$, por existir drenaje libre y dejarse transcurrir suficiente tiempo.

La suma de estas dos etapas conduce a la etapa final que se representa desplegada en dos croquis, uno relativo a esfuerzos totales y otro a los efectivos.

Los resultados de una prueba lenta se llevan a una gráfica construida de acuerdo con la Teoría del Círculo de Mohr. En la fig. XII-16 aparece una de estas gráficas.

El círculo I es el círculo de falla para una presión del agua en la cámara igual a γz, que es la que tenía el suelo en el lugar (γ será el correspondiente a la condición en que el suelo se encuentre). En este círculo s es la resistencia al esfuerzo cortante y σ el esfuerzo normal que obra en el plano de falla. Si con especímenes del mismo suelo se ejecutan otras pruebas lentas con presiones de cámara crecientes se obtienen otros círculos de falla (círculos II y III de la fig. XII-16). La envolvente

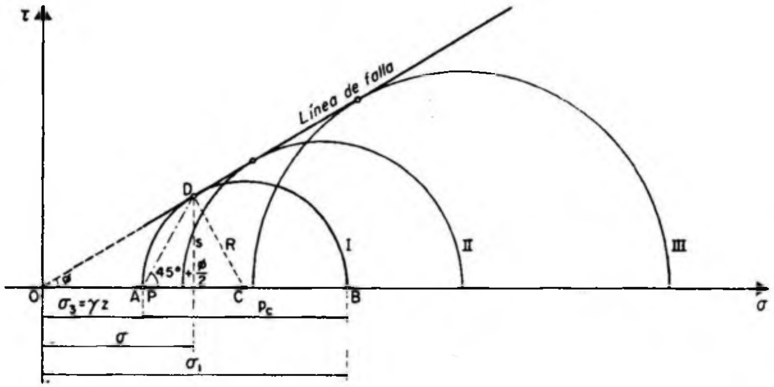


FIG. XII-16. *Línea de falla de arcillas saturadas y normalmente consolidadas en prueba lenta*

de estos círculos en el intervalo de presiones utilizadas resulta ser una línea recta cuya prolongación pasa por el origen de coordenadas y es el lugar geométrico de las resistencias al esfuerzo cortante del suelo. Esta línea recibe el nombre de línea de falla y el ángulo ϕ que forma con el eje horizontal es el ángulo de fricción interna del material, ya mencionado.

Nótese que el hecho de que la línea de falla resulte pasando por el origen indica que la resistencia del material debe atribuirse únicamente a su fricción interna, corroborándose la ley antes dada:

$$s = \bar{\sigma}\, tg\, \phi \qquad (12\text{-}12)$$

En el Círculo de Mohr el polo resulta sobre el eje horizontal, en el punto correspondiente al esfuerzo principal menor, pues el esfuerzo principal mayor (representado por el punto B, círculo I de la fig. XII-16) está actuando sobre el plano horizontal; por lo tanto esa dirección horizontal llevada por *B* corta al círculo en el punto *P*, polo, que coincide ahora con el punto *A*. Uniendo el polo con el punto *D* se obtiene la dirección del plano de falla, que forma con la horizontal

un ángulo 45° + ø/2, según se vio en el Capítulo XI y puede comprobarse en la fig. XII-16.

B — Prueba rápida-consolidada:

En esta prueba la distinción entre la primera etapa (de consolidación) y la segunda (de falla) se establece aún más marcadamente que en la lenta. Al principio el espécimen se deja consolidar totalmente bajo la presión de la cámara σ_3, que llega a ser esfuerzo efectivo;

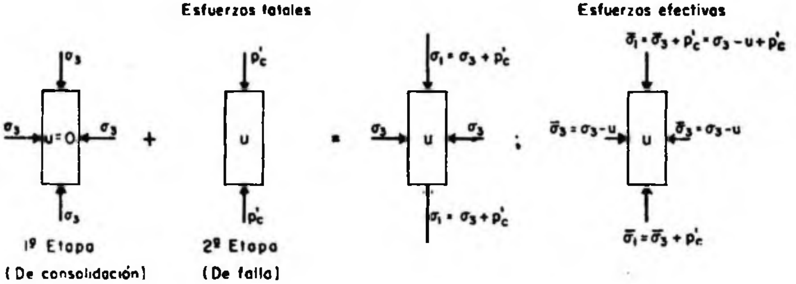


FIG. XII-17. ***Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial rápida-consolidada***

después se lleva al suelo a la falla con aplicación de un esfuerzo desviador axial actuante con la válvula de salida del agua a la bureta cerrada, de modo que no se permita ninguna consolidación adicional en el espécimen; esto ocasiona que, conforme se aplica el esfuerzo desviador, se vaya desarrollando presión en el agua intersticial con lo que, durante toda la segunda etapa de la prueba los esfuerzos efectivos ya no serán iguales a los totales, sino que se verán disminuidos vertical y lateralmente por el valor de esa presión.

Si se representa por u el valor que haya alcanzado esa presión neutral en el momento de la falla, esquemáticamente las etapas de la prueba se desarrollarán como indica la fig. XII-17.

La primera etapa de esta prueba es similar a la misma en la prueba lenta. La segunda etapa se caracteriza por el desarrollo de presión neutral en el agua de la muestra y la resistencia a la compresión (p'_c) resulta mucho menor que en la prueba lenta (p_c). Los esfuerzos totales, que son los que el operador aplica sobre el espécimen, son ahora mayores que los efectivos, siendo la diferencia precisamente la presión neutral del agua (u).

El Círculo de Mohr, de falla, puede trazarse ahora de dos maneras: una inmediata, a partir de los esfuerzos totales que el operador conoce en todo momento de la prueba y en el de falla en particular; otra, a partir de los esfuerzos efectivos, para lo cual sería preciso conocer la presión neutral, cuando menos en el instante de falla incipiente.

Al ejecutar varias pruebas con distintas presiones de cámara, siempre mayores que la que la muestra tenía naturalmente, podrán obtenerse entonces dos envolventes de falla, una para los círculos de esfuerzo total y la otra para los de esfuerzo efectivo.

Si se efectúan pruebas rápidas-consolidadas con medición de presiones neutrales (Anexo XII-c) se obtienen resultados según los que

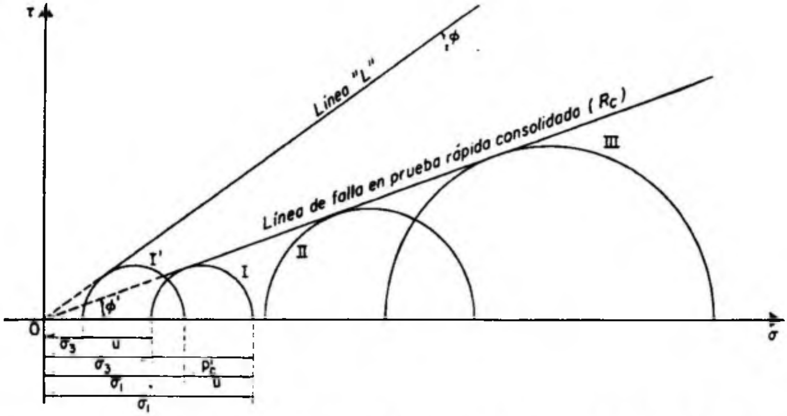


FIG. XII-18. *Línea de falla en prueba rápida-consolidada, en suelos saturados y normalmente consolidados*

puede concluirse que es bastante correcto el suponer que los círculos de esfuerzos efectivos son tangentes a la línea de falla obtenida en prueba lenta. En la fig. XII-18 se muestran los resultados de una prueba rápida-consolidada hecha a tres especímenes de un mismo suelo saturado y normalmente consolidado, empleando presiones crecientes en la cámara triaxial (círculos I, II, III); también aparece el círculo de esfuerzos efectivos correspondiente al círculo I (círculo I'). Debe notarse que el círculo de esfuerzos efectivos y el de esfuerzos totales tiene el mismo diámetro p'_c; en efecto, tanto $\bar{\sigma}_3$ como $\bar{\sigma}_1$ se obtienen restando la misma u a σ_3 y σ_1, respectivamente, lo que gráficamente equivale simplemente a trasladar el círculo de falla hacia la izquierda una distancia u. Como el círculo de esfuerzos efectivos puede razonablemente suponerse tangente a la línea de falla de prueba lenta se sigue que, si se conoce esa línea, el valor de u puede ser muy fácilmente estimado.

Obsérvese también que la envolvente de los círculos de falla, dibujados con esfuerzos totales, también es una línea recta en la prueba rápida-consolidada y en términos de esfuerzos totales podrá expresarse:

$$s = \sigma \, tg \, \phi' \qquad (12\text{-}13)$$

Donde ϕ' recibe el nombre de "ángulo aparente de fricción" y es simplemente un parámetro matemático que se introduce para determinar la resistencia del suelo en este tipo de prueba, a partir de los esfuerzos normales totales que también son aparentes, pues no son los que el suelo soporta realmente en su estructura. En términos de esfuerzos efectivos, la resistencia del suelo quedaría dada por:

$$s = \bar{\sigma} \, tg \, \phi = (\sigma - u) \, tg \, \phi \qquad (12\text{-}14)$$

Que es la ecuación (12-12) vista para la prueba lenta.

La diferencia que exista entre los valores de ϕ' y ϕ depende del valor que llegue a alcanzar la presión u en el instante de la falla; gráficamente se ve (fig. XII-18) que cuanto mayor sea u, los círculos I e I' estarán más separados y ϕ' resultará menor para un suelo dado en el que ϕ tiene un valor característico. El valor de u depende fundamentalmente, en arcillas normalmente consolidadas, de la sensibilidad de su estructura; es decir, de la facilidad con que ésta se degrada bajo la deformación. Si el suelo se comportara de un modo perfectamente elástico, se tendría:

$$u = \frac{p'_c}{3} \qquad (12\text{-}15)$$

Esto puede probarse en Teoría de la Elasticidad (Anexo XIII-f) Por el presente, basta razonar como sigue: si p'_c obrara sobre la muestra en las tres direcciones principales (por ejemplo, como efecto de presión hidráulica), el agua de la muestra quedaría sujeta a una presión neutral igual a p'_c, ya que, en la prueba en estudio, no se permite cambio de volumen al aplicar esta presión p'_c de la segunda etapa; como se supone válido en Elasticidad el Principio de la Superposición, se sigue que si p'_c se aplica sólo en dirección axial (como es el caso en las pruebas), el valor debería ser un tercio del anterior, cumpliéndose la ecuación (12-15).

En realidad el comportamiento de los suelos, según las mediciones hechas al presente, no concuerda con la Teoría Elástica, sino que existen efectos plásticos que se atribuyen esencialmente a pérdidas de estructuración, que hacen que dicha estructura transmita al agua lo que deja de tomar en forma de presión efectiva.

En suelos de sensibilidad baja a media, se han medido presiones comprendidas entre $p'_c/2$ y p'_c, mientras que en suelos altamente sensibles se han llegado a medir valores de 1.5 p'_c.

Resultan tangentes los círculos efectivo y total si $u = p'_c$ y si $u > p'_c$ los círculos se separan, haciendo que ϕ' disminuya mucho respecto a ϕ.

A primera vista pudiera verse paradójico que $u > p'_c$; es decir, que en la segunda etapa de la prueba el agua desarrolle cerca de la falla presiones mayores que el esfuerzo vertical aplicado, pero la para-

doja se desvanece al tomar en cuenta la desintegración parcial de la estructura bajo deformación que, en arcillas de alta sensibilidad, afecta inclusive su capacidad de resistir las presiones hidráulicas en la cámara, correspondientes a la primera etapa de la prueba; así el agua no sólo toma el esfuerzo desviador, sino que se ve obligada a cooperar para resistir la presión hidrostática.

C — Prueba rápida:

La característica fundamental de esta prueba es, según ya se dijo, el no permitir drenaje del espécimen ni en la etapa inicial, de presión de cámara, ni en la final de falla.

Al someter una muestra, consolidada en la naturaleza a la presión γz, a esa misma presión con el agua de la cámara, teóricamente la es-

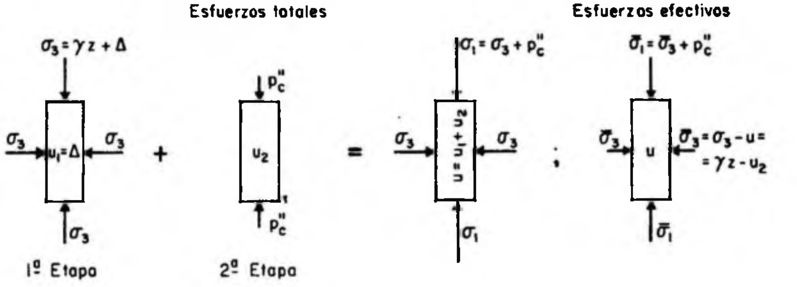


FIG. XII-19. *Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial rápida*

tructura del suelo tomará toda esa presión, puesto que el suelo ya había sido consolidado a ella y el agua de la muestra pasará al mismo tiempo a un estado de presión nula a partir del estado de tensiones adoptado al ser extraído el espécimen de su lugar natural. Por otra parte, si la presión ejercida con el agua es mayor que la presión que el suelo tenía en la naturaleza, todo el exceso lo tomará en teoría el agua contenida en la muestra, sin que se modifique el grado de consolidación del espécimen ni la magnitud de los esfuerzos efectivos y ello independientemente del valor de la presión aplicada en la cámara. Consecuentemente, al no variar los esfuerzos efectivos, la resistencia mostrada por el suelo (p''_c) es constante, cualquiera que sea la presión del agua en la etapa inicial.

En la fig. XII-19 aparecen los esfuerzos que obran sobre el suelo en prueba rápida.

En la primera etapa de la prueba se supone que la presión hidrostática es la que el suelo tenía en la naturaleza (γz), más un cierto

valor Δ arbitrario; consecuentemente se desarrolla en el agua del suelo una presión neutral $u_1 = \Delta$.

En la segunda etapa se aplica el esfuerzo desviador, p''_c, con el vástago de la cámara y al final de ella se ha desarrollado en el agua una presión neutral adicional, u_2, por estar impedida la salida del agua del espécimen.

El desarrollo de la presión u_2 es totalmente análogo al de la presión neutral en la segunda etapa de la prueba rápida consolidada. Al sumar las dos etapas se tiene una presión neutral total $u = u_1 + u_2$. Los esfuerzos efectivos serán los totales, menos esa presión neutral u.

$$\bar{\sigma}_3 = \sigma_3 - u = \sigma_3 - (u_1 + u_2) = (\gamma z + \Delta) - (\Delta + u_2) =$$

$$= \gamma z - u_2 + \bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_3 + p''_c = \gamma z - u_2 + p''_c$$

Es de importancia hacer notar que el valor de los esfuerzos efectivos es independiente del valor de Δ y sólo depende de la presión a que la muestra haya estado sujeta "in situ" (γz) y de la presión neutral u_2, desarrollada en la segunda etapa. En otras palabras, independientemente del número grande de pruebas que se hagan con diferentes valores de Δ, en lo que se refiere a esfuerzos efectivos se tiene un solo círculo y podría decirse que todo ese conjunto de pruebas rinde la misma información que una sola prueba rápida-consolidada, en la que la presión de consolidación sea igual a la del suelo en la naturaleza. En la fig. XII-20 aparecen varios círculos obtenidos en pruebas rápidas

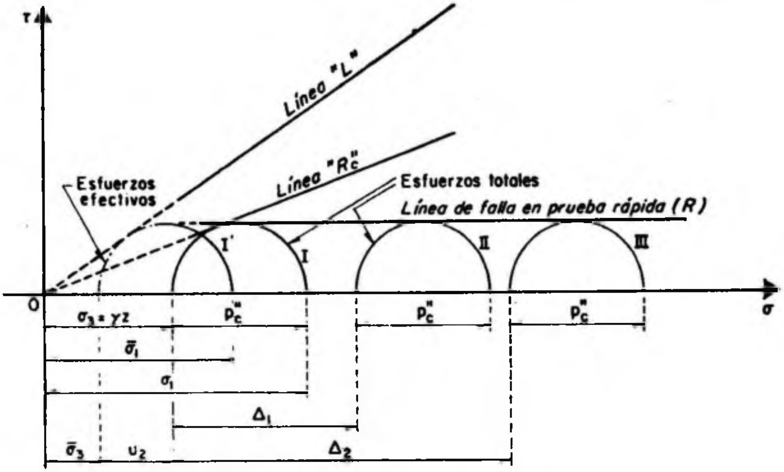


FIG. XII-20. *Línea de falla en prueba triaxial rápida*

(círculos I, II y III). La envolvente de estos círculos resulta horizontal, tal como debe haber sido previsto de todo lo anterior.

El círculo I corresponde a una prueba ejecutada con presión de cámara igual a γz. Para obtener los círculos II y III se usaron, en la primera etapa, presiones incrementadas en Δ_1 y Δ_2, respectivamente. El suelo se comporta como si tuviese resistencia al esfuerzo cortante constante; algunos técnicos llaman a esa resistencia "cohesión", pero en forma totalmente indebida; en efecto, todos esos círculos tienen al círculo I′ como círculo de esfuerzos efectivos común, que puede, razonablemente, considerarse tangente a la línea "*L*", de prueba lenta y, por ello, la resistencia debe ser atribuida, una vez más, a la fricción interna entre las partículas sólidas del material.

XII-12. Consideraciones sobre las líneas de falla

Si se desea determinar el esfuerzo cortante con el que el suelo haya fallado en una prueba rápida, se encuentra que es preciso trabajar con el círculo de esfuerzos efectivos (I′) y no con el de esfuerzos totales

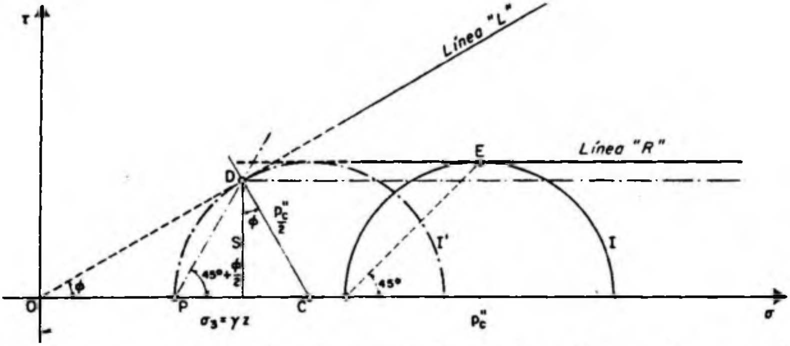


FIG. XII-21. *Esquema para ilustrar la pequeña incorrección en la línea "R", tal como se usa normalmente*

(I) (fig.. XII-21). Al trabajar con el círculo I parecería que el punto *E* representa a los esfuerzos en el plano de falla y que éste está inclinado 45° respecto a la horizontal, siendo el esfuerzo cortante de falla igual a $p''_c/2$.

Sin embargo, en realidad el punto que representa la falla es el *D*, sobre el círculo de esfuerzos efectivos, el plano de falla está inclinado $45 + \phi/2$ respecto a la horizontal y el esfuerzo cortante con que el

suelo falla es un poco menor que $p_c''/2$; en la fig. XII-21 puede verse que está dado por la expresión:

$$s = \frac{p_c''}{2} \cos \phi \qquad (12\text{-}16)$$

De lo anterior resulta que la línea "*R*" no es el lugar geométrico de las resistencias exhibidas por el suelo en prueba rápida, sino que ahora dicho lugar geométrico se reduce simplemente a un punto (*D*) para todos los círculos de esfuerzos totales; en caso de hablar de una línea que midiera la magnitud de los esfuerzos cortantes de falla en prueba rápida, esa tendría que ser la paralela al eje σ trazada por *D*, que siempre resultará ligeramente abajo de la línea "*R*".

En la práctica y en trabajos de rutina es costumbre arraigada en los ingenieros reportar como resistencia al esfuerzo cortante del suelo el valor $p_c''/2$. Esto no es grave numéricamente hablando, pues ϕ por lo general es del orden de los 30°, según más adelante se especificará y, por lo tanto $\cos \phi$ es 0.87 aproximadamente; tomando en cuenta que la muestra se altera en su extracción, manipulación, etc., y que, por ello la resistencia determinada en laboratorio siempre es algo menor que la real, puede concluirse que $p_c''/2$ es inclusive un valor mejor que la resistencia del suelo "in situ" que el dado por la ecuación (12-16).

Respecto a la línea "R_c" de la prueba rápida-consolidada podría decirse algo análogo, aunque en este caso la diferencia entre el esfuerzo cortante de falla real y el obtenido de esa línea es mucho menor que en el caso de la prueba rápida.

XII-13. Consideraciones sobre los resultados de pruebas triaxiales en suelos "cohesivos" saturados, preconsolidados

Si las diferentes pruebas triaxiales atrás descritas se ejecutan con presiones hidráulicas de cámara menores que las que la muestra de suelo haya soportado en la naturaleza; es decir, en el intervalo de preconsolidación del mismo, las líneas de resistencia obtenidas trazando las envolventes a los círculos de falla se modifican adoptando una forma similar a la mostrada en la fig. XII-22.

En las pruebas lentas se observa que la envolvente a los círculos de falla va quedando un poco arriba de la línea "*L*", tal como se obtendría si el suelo fuera normalmente consolidado; es decir, existe una resistencia adicional, si bien pequeña, respecto a la dada por la ecuación:

$$s = \bar{\sigma} \, tg \, \phi \qquad (12\text{-}12)$$

Esta resistencia adicional es atribuible a efectos de "fricción remanente" debido a la presión mayor que la actual a que el suelo fue

consolidado. En efecto, se ha observado que la mencionada resistencia adicional disminuye cuando se aumenta el tiempo durante el que obra cada incremento de carga axial en la ejecución de la prueba en el laboratorio; con tiempos crecientes esa resistencia adicional tiende a desaparecer. Para presiones normales mayores que la carga de preconsolidación el suelo ya se comporta como normalmente consolidado.

En pruebas rápidas-consolidadas la envolvente a los círculos de falla resulta como aparece en la misma fig. XII-22. La resistencia per-

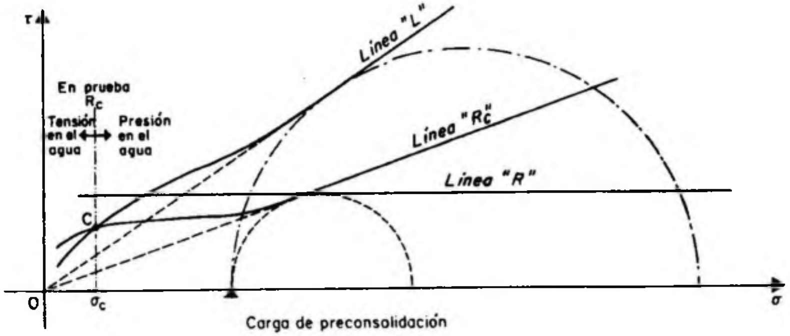


FIG. XII-22. *Líneas de falla en pruebas triaxiales ejecutadas sobre suelos "cohesivos" en el intervalo de preconsolidación*

manece prácticamente constante para una amplia gama de valores de la presión normal inferiores a la carga de preconsolidación, hasta llegar a valores próximos a cero, en cuyo caso la resistencia se desploma con mucha mayor rapidez. La resistencia adicional respecto a la prolongación de la línea "R_c" se atribuye ahora también a los mismos efectos de preconsolidación; estos efectos son comparativamente mayores al caso de la prueba lenta, debido a que en la prueba rápida-consolidada la etapa de falla se ejecuta a drenaje impedido y, en ella, la "fricción remanente" no tiene ocasión de disiparse. Si los círculos de esfuerzos totales que generan la envolvente de la fig. XII-22 se hacen de esfuerzos efectivos, deberán resultar tangentes a la envolvente de prueba lenta que se muestra en la misma figura. En realidad esto es sólo aproximado. (Véase Anexo XII-d.)

Obsérvese que las envolventes de prueba lenta y rápida-consolidada se cortan en el punto *C*, lo que indica que para presiones normales menores que σ_c, la resistencia al esfuerzo cortante en prueba rápida-consolidada es mayor que en prueba lenta. Lo que sucede es que para esas presiones, bastante menores que la carga de preconsolidación, la deformación producida por la carga axial en la segunda

etapa de la prueba tiende a hacer que la muestra se expanda; como esto no es posible por ocurrir la segunda etapa a volumen constante, el agua empieza a trabajar a tensión, aumentando el esfuerzo efectivo y haciendo que éste sea mayor que la presión normal total; en otras palabras, si se ejecutara una prueba lenta, en la segunda etapa, al aplicar el esfuerzo desviador con drenaje libre la acción de ese esfuerzo desviador produce una consolidación de la muestra para presiones normales mayores que σ_c y expansión para presiones menores; para presiones iguales a σ_c, la resistencia del suelo es idéntica en los dos tipos de prueba.

Para comprender el fenómeno de expansión del suelo con presiones de cámara bastante inferiores a su carga de preconsolidación debe tenerse en cuenta que la fase sólida de la arcilla está estructurada y que cuando la presión es mucho menor que la carga de preconsolidación la deformación tangencial que se produzca en la muestra al aplicar el esfuerzo desviador afecta las fuerzas fisicoquímicas que mantenían en relativo equilibrio a la estructura preconsolidada, liberando con ello cierto poder de expansibilidad que aún conservaba la estructura. Si la deformación volumétrica de la muestra está impedida, con drenaje cerrado, esta expansibilidad genera tensiones en el agua intersticial de la muestra y los esfuerzos efectivos en la fase sólida de la arcilla aumentan en la misma proporción; si, por el contrario, el drenaje es libre la expansibilidad será causa de que entre agua al suelo desde la bureta, produciéndose verdadera expansión.

Aún más, podría decirse que la aplicación de cualquier esfuerzo desviador tiende siempre a producir una disminución en el volumen de la muestra (consolidación), pero en suelos preconsolidados la deformación tangencial asociada a la aplicación de dicho esfuerzo libera cierta capacidad del suelo para expanderse, tanto mayor cuanto menor sea la presión del agua en la cámara en comparación con la carga de preconsolidación del suelo. Para un esfuerzo normal $\sigma = \sigma_c$ resulta que las dos tendencias, a consolidarse y a expanderse, se contrarrestan, en tanto que para $\sigma > \sigma_c$ el efecto neto es de consolidación y para $\sigma < \sigma_c$ es de expansión.

En pruebas rápidas, en las que no se permite cambio volumétrico en ninguna etapa, es lógico esperar que los esfuerzos efectivos se mantengan constantes y, por lo tanto la resistencia del suelo, independientemente de la presión dada en la cámara. Así, se observa en la fig. XII-22 que, aun para presiones menores que la carga de preconsolidación del suelo, la envolvente es la prolongación de la línea "*R*".

XII-14. Prueba de compresión simple

Esta prueba se realiza, según ya se dijo, aplicando un esfuerzo axial a un espécimen, sin la etapa previa de presión hidrostática.

Prácticamente sólo existe la etapa de carga, que conduce el suelo a la falla; sin embargo, en vías de simplificación, podría considerarse como primera etapa el estado inicial de la muestra, sin esfuerzos exteriores. En esta primera etapa (fig. XII-23) los esfuerzos totales son nulos y el agua adquiere una tensión de magnitud igual, teóricamente, a la presión de preconsolidación (γz) que el suelo tuviere en la naturaleza; esta tensión del agua comunica a la estructura sólida los esfuerzos efectivos necesarios para que la muestra mantenga su volumen.

En la segunda etapa la muestra es llevada a la falla con la aplicación del esfuerzo xial (q_u), que mide su resistencia en este tipo de prueba, originando a la vez una presión neutral adicional u_2. Los esfuerzos efectivos que aparecen al final de la prueba, en el instante de la falla, se muestran en la misma fig. XII-23 y valen:

$$\bar{\sigma}_3 = 0 - u = -(u_1 + u_2) = -(-\gamma z + u_2) = \gamma z - u_2$$

$$\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_3 + q_u = \gamma z - u_2 + q_u$$

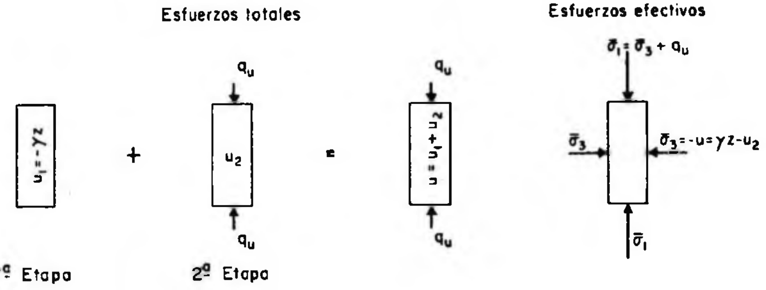


FIG. XII-23. *Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión simple*

Nótese que el esfuerzo principal menor efectivo es teóricamente el mismo que se tuvo en la prueba triaxial rápida.

Por ello debe esperarse lógicamente que el esfuerzo desviador máximo necesario para hacer fallar la muestra en la prueba aquí tratada (q_u), denominado *resistencia del suelo a la compresión simple*, sea el mismo p_c'' de prueba rápida. Sin embargo, la prueba de compresión simple no es una triaxial rápida; el método de prueba es fundamentalmente distinto y en ningún caso es lícito usar los datos de esa prueba para completar envolventes obtenidas con pruebas rápidas. Es muy normal que q_u resulte un poco menor que p_c'', pero en aplicaciones prácticas sencillas puede considerársele como igual.

En la fig. XII-24 aparecen los círculos de esfuerzos totales (I) y efectivos (I') correspondientes al instante de falla incipiente en este

tipo de pueba y su posición relativa a las líneas de resistencia en pruebas triaxiales. Debe notarse que la figura se dibuja con la suposición de que la carga de preconsolidación del suelo es γz.

La resistencia del suelo a la compresión simple se ha usado como medida de la sensibilidad de la estructura de un suelo a la deformación, comparando el valor de q_u en un mismo suelo en los estados

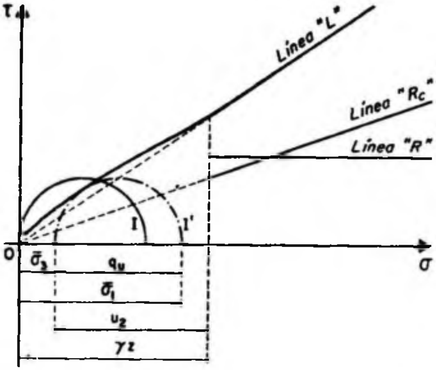


FIG. XII-24. *Círculos de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión simple*

inalterado y remoldeado. La pérdida de resistencia entre ambos estados se toma como la medida indicada. Se define así la *sensibilidad* de un suelo como:

$$s_t = \frac{q_u(\text{inalterado})}{q_u(\text{remoldeado})} \tag{12-17}$$

XII-15. Consideraciones sobre los resultados de las pruebas triaxiales en suelos "cohesivos" no saturados

En suelos no saturados totalmente, como es el caso de suelos compactados para la construcción del terraplén de un camino o para una presa de tierra, las envolventes de resistencia obtenidas de las distintas pruebas triaxiales tienen una forma totalmente diferente, dependiendo fundamentalmente del contenido de gases en la muestra; es decir, del grado de saturación. En estos casos aun la prueba rápida muestra incremento de resistencia al aumentar la presión de cámara a que se efectúe la prueba, pues aun cuando no se permite drenaje, la muestra se consolida y los esfuerzos efectivos aumentan por compresión de la fase gaseosa.

El incremento de resistencia en prueba rápida tiene como límite el valor de σ_3 en que el aire se comprima tanto que entre en solución con el agua, desapareciendo la fase gaseosa, en lo que se refiere a efectos mecánicos. De ahí en adelante el suelo se comporta como totalmente saturado.

En prueba rápida-consolidada ocurre algo similar, pues en la segunda etapa de la prueba tiene lugar un cierto monto de consolidación adicional, a expensas de los gases.

En prueba lenta el comportamiento del suelo es completamente similar al de los suelos saturados, pues ahora los gases y el agua pueden entrar o salir de la muestra con entera libertad según lo requiera la solicitación a que el suelo sea sometido. En toda etapa significativa, los esfuerzos efectivos se mantienen iguales a los totales.

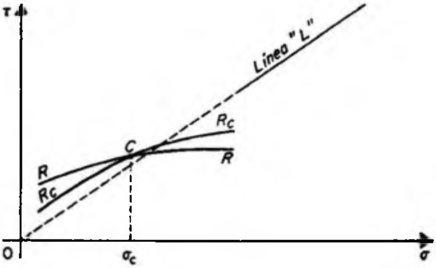


FIG. XII-25. *Aspecto típico de las envolventes de falla en suelos no saturados*

Las envolventes de resistencia de las pruebas rápida y rápida-consolidada ya no son rectas, sino curvas, tal como se muestra en la fig.. XII-25.

Las curvas se cruzan en el punto *C* y nuevamente es aplicable lo que se dijo para suelos preconsolidados, totalmente saturados; es decir, para presiones normales mayores que σ_c la resistencia es mayor en prueba rápida-consolidada y para presiones menores es mayor en rápida. En pruebas rápida-consolidada efectuadas a presiones mayores que σ_c hay consolidación de la muestra y en caso contrario hay expansión.

En el Anexo XII-e se detalla más el tema objeto de esta sección.

XII-16. Aplicación de los resultados de las pruebas de compresión triaxial a los problemas prácticos

Cuando el ingeniero necesita conocer con vistas a la obtención de datos para diseño de una práctica, las características esfuerzo-deformación y resistencia de un suelo dado, recurre por lo general a las prebas de compresión triaxial. De inmediato surge entonces la pregunta de cual o cuáles de esas pruebas ha de realizar para el problema en cuestión y qué interpretación ha de dar a los resultados obtenidos.

El criterio para la elección de las pruebas resulta obvio después de analizar las varias disponibles: en cada caso deberá hacerse aquella prueba o pruebas que mejor refleje o reflejen en el laboratorio las circunstancias a que el suelo va a estar expuesto en la obra de que se trate.

Es condición previa indispensable que el ingeniero analice con buen criterio las diferentes etapas que el suelo atravesará durante la vida de la obra y ello desde el primer instante de su construcción; sólo así podrá juzgar correctamente las condiciones críticas para las que el diseño ha de ser efectuado; debe tenerse muy en cuenta que no es de ningún modo raro que esas condiciones críticas se presenten, en lo que se refiere a la masa del suelo afectada, largo tiempo después de erigida la estructura en estudio. Se comprende que también es indispensable al ingeniero, con vistas a normar su criterio, un conocimiento amplio y meditado del perfil del suelo en estudio, de sus propiedades básicas y de las condiciones de drenaje que se presentarán en el transcurso del tiempo. Las condiciones de preconsolidación deben ser especialmente investigadas, pues ellas tendrán gran influencia en el comportamiento general.

En el momento presente existen dos criterios para la determinación práctica de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

a) *El criterio de los esfuerzos efectivos*

En este criterio se razona pensando que es este tipo de esfuerzos el que realmente define la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Conocido el esfuerzo efectivo que actuará entre las partículas del suelo en un cierto punto de la masa, bastará multiplicar este valor por la tangente del ángulo de fricción interna obtenido en prueba lenta (línea *L*), para obtener la *verdadera* resistencia al esfuerzo cortante de que dispone el suelo en tal punto. Este criterio presenta pocas dificultades de índole teórica para su comprensión; es el que lógicamente se desprende de todo lo que se ha venido estudiando en el cuerpo de este capítulo, en relación con la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. El criterio de los esfuerzos efectivos para interpretar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos a partir de los resultados de las pruebas triaxiales está someramente descrito en la fig. XII-26.

El primer requisito para la aplicación del método consiste en conocer la envolvente de resistencia del suelo obtenida en relación a los esfuerzos efectivos, tal como por ejemplo resulta de una serie de pruebas lentas, trazando los círculos de falla de cada una y dibujando a partir de ellos la línea *L*, tangente a todos (en general, la línea *L* quedaría definida teóricamente con un círculo trazado en el

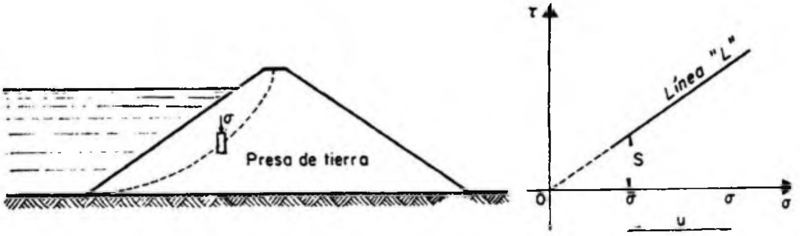


FIG. XII-26. *Obtención de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, trabajando con esfuerzos efectivos*

intervalo *normalmente consolidado,* pero dadas las incorrecciones inherentes al trabajo de laboratorio, es recomendable obtener, por lo menos, dos o tres círculos de falla y trazar como línea *L* la recta que más se aproxima a la tangente común; también ha de tenerse en cuenta que en algunos casos será más exacto trabajar con la línea *F*, que se menciona en el Anexo XII-d). En la presa de la figura se desea calcular la resistencia del suelo en el elemento mostrado para fines de estudio de la estabilidad del talud de aguas arriba. En la misma figura aparece la línea *L* que se supone ya obtenida. En lo que sigue se considera que el material que constituye la presa es saturado y normalmente consolidado, persiguiendo así fines didácticos. Si σ es la presión total sobre el elemento y u la presión neutral en el mismo en el instante de la falla, el esfuerzo efectivo, que obra en la estructura del suelo, será $\bar{\sigma} = \sigma - u$ y la resistencia del elemento será simplemente la ordenada de la línea *L* correspondiente a tal $\bar{\sigma}$.

El criterio anterior, aparentemente tan sencillo, tiene serios inconvenientes prácticos aun en el momento presente. Entre éstos hay que mencionar los que emanan de la necesidad de obtener la línea *L* en el laboratorio, para considerar posteriormente otros que surgen aún después de obtenida la línea, en etapas posteriores de la aplicación práctica del método.

Para obtener la línea *L* en el laboratorio podrían hacerse pruebas lentas y aparentemente con ello se daría una solución simple y satisfactoria al problema, la realidad sin embargo no es tan halagüeña: las pruebas lentas son las más largas en duración y, por lo tanto, las más costosas, por lo que una solución basada exclusivamente en su realización no puede considerarse desprovista de dificultades prácticas. Independientemente de esta razón económica y de tiempo de ejecución, las pruebas lentas presentan dificultades inherentes a su propia naturaleza, de las que se discutirán en lo que sigue única-

mente dos. En primer lugar se tiene en el laboratorio un problema no del todo resuelto en lo relativo a la membrana impermeable que aísla los especímenes en las cámaras triaxiales; membranas muy delgadas, cuya rigidez no influye en el estado de esfuerzos del espécimen, dejan pasar al cabo del tiempo y cuando están en juego presiones relativamente elevadas, como sucede en las pruebas lentas, pequeñas cantidades de agua que bastan para introducir errores de consideración en los resultados; membranas suficientemente gruesas como para garantizar una completa impermeabilidad, influyen de un modo notable, por su mayor rigidez, en los resultados de las pruebas triaxiales. Este efecto es notable en las pruebas lentas, aunque es despreciable en otras pruebas triaxiales, pues en las primeras el agua puede estar sujeta a presiones más grandes y los tiempos de exposición de la membrana a la propia agua son también mucho mayores. Una segunda dificultad práctica en la realización de las pruebas lentas de laboratorio, que puede conducir a errores importantes en sus resultados emana del hecho de que, en la prueba lenta, el espécimen sufre deformaciones notablemente más grandes que en otras pruebas triaxiales, bajo presiones de vástago también mayores; estas deformaciones tienden a hacer que el espécimen disminuya en longitud y, por así decirlo, que aumente en diámetro, con la consecuencia de que se establece una restricción por fricción entre las bases del espécimen, en las que el suelo tiende a desplazarse lateralmente y las piedras porosas, que naturalmente permanecen fijas en relación a la tendencia anterior; esta restricción por fricción produce esfuerzos cortantes en las bases del espécimen que entonces dejan de ser planos principales, de manera que las presiones por el vástago tampoco son ya esfuerzos principales, con el consiguiente error en la interpretación de la prueba, por medio de la teoría de Mohr, que así los considera.

Se ve pues que la obtención de la línea *L* por medio de pruebas lentas, además de dilatada y costosa, pudiera no ofrecer en todos los casos particulares una garantía suficiente.

En el momento presente puede intentarse la obtención de la línea *L* en el laboratorio con base en pruebas triaxiales diferentes de la lenta, por ejemplo rápidas-consolidadas. Para ello se dispone hoy de abundancia de equipos que permiten medir la presión de poro que se desarrolla en el espécimen en el instante de la falla, con lo cual, conocido el esfuerzo desviador total, es fácil obtener el esfuerzo efectivo actuante en dicho momento. En el Anexo XII-c se menciona algo en relación a las ideas básicas que han permitido el desarrollo de tales aparatos medidores. Sin embargo, en el momento presente, los medidores de la presión de poro son costosos y de manejo relativamente delicado por lo que no es todavía común ver-

los en acción en muchos laboratorios de Mecánica de Suelos, especialmente en los de *pie de obra*.

Finalmente, existen medios teóricos para estimar la presión de poro en el instante de la falla en un espécimen sujeto a una prueba rápida-consolidada. En el Anexo XII-f se mencionan métodos debidos a Skempton, Henkel y Juárez Badillo para cubrir tal fin; como puede verse en tal lugar, estos métodos presentan también algunos inconvenientes para su utilización práctica en gran escala.

En conclusión, puede decirse que hoy empieza a haber métodos confiables para la obtención de la línea *L*, sea en el laboratorio o con ayuda de métodos teóricos y que, si bien estos métodos no pueden considerarse aún de uso popular, permiten esperar que en un futuro cercano el método de los esfuerzos efectivos pueda aplicarse con mayor facilidad que en la actualidad, por lo menos en lo que a este primer requisito se refiere.

Una vez obtenida la línea *L* queda en pie un importante problema para la aplicación del método de los esfuerzos efectivos a los problemas prácticos. En efecto, considérese la situación indicada en la fig. XII-26. Una vez obtenida la línea *L*, para realizar un análisis. Este es un problema no resuelto al día de hoy, pues se comprende que si no ha podido dilucidarse del todo el estado de esfuerzos efectivos en el interior de un espécimen, dentro de una cámara triaxial sujeta a un control de prueba, menos podrá detallarse tal estado de esfuerzos en las grandes masas de suelo que involucra cualquier obra real; así pues, aún disponiendo de la línea *L* se tendrá la dificultad adicional en la práctica de no conocer los esfuerzos efectivos que actúan en los diferentes puntos de la masa de suelo que interesa estudiar. Algunas Instituciones dedicadas a la construcción de presas de tierra, superan esta dificultad y diseñan sus obras de acuerdo con el método de esfuerzos efectivos, a base de una predicción de los esfuerzos efectivos que se desarrollarán en la obra durante la construcción. Colocando piezómetros para medir la presión de poro mientras la construcción avanza, pueden determinar si sus predicciones van resultando correctas o si han de hacerse modificaciones al diseño a la luz de las mediciones efectuadas. Este método todo es únicamente práctico para Instituciones que poseen suficiente experiencia en el campo, respaldada por amplios archivos en los que figuren presas construidas similares a la que se encuentre en ataque.

A pesar de todas las dificultades reseñadas, cuya importancia no debe subestimarse especialmente en obras de menor aliento y posibilidades que la presa de tierra, no es arriesgado afirmar que los futuros progresos de la Mecánica de Suelos harán que el criterio de los esfuerzos efectivos esté destinado a ser el más amplia-

mente usado, por ser el más racional y el que hace un uso más adecuado de las ideas básicas que rigen en el campo de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

b) *El criterio de los esfuerzos totales*

En este segundo modo de trabajar se utilizan directamente los esfuerzos totales usados en las pruebas triaxiales; es decir se hace uso de las envolventes *L* o *R*, según el problema específico que se tenga. Puesto que cada una de estas pruebas da valores de resistencia muy diferentes para un mismo suelo, por haber variado las circunstancias a que estará sujeto el suelo durante las etapas que se consideran críticas en la vida de la obra, a fin de garantizar que la prueba que se hace refleja en forma suficientemente aproximada y conservadora a la realidad que se trata de representar en el laboratorio; en consecuencia es en este segundo método donde el ingeniero tiene que ser más cuidadoso y experimentado en la elección del tipo de prueba o pruebas a efectuar.

No existe una regla fija única que permita establecer qué pruebas deberá de hacerse en cada caso y son el criterio y la experiencia del proyectista los que han de dilucidar tan fundamental problema. Para ayudar al lector a formar su propio criterio a este respecto, se hacen en lo que sigue algunos comentarios de carácter general.

Es obvio que una estructura ha de diseñarse fundamentalmente para las que hayan de resultar las etapas críticas de su vida. En estructuras edificadas sobre suelo o con suelo es muy común que las etapas más críticas ocurran o en los momentos iniciales de su vida o a muy largo plazo. Constituye pues, una interesante norma de criterio analizar, en primer lugar, dichos momentos de la vida de la estructura, con lo que en muchos casos de la práctica se conseguirá definir de un modo claro la etapa crítica para la que ha de efectuarse el proyecto y atendiendo a la cual habrán de realizarse, correspondientemente, las investigaciones de laboratorio.

Considérese por ejemplo un edificio que vaya a ser construído sobre un terreno arcilloso franco.

Según el proceso de consolidación inducido por el edificio progresa, la resistencia del suelo aumentará. La condición crítica corresponderá entonces a las etapas iniciales de la vida de la obra. Por ser la arcilla muy impermeable, los procesos de consolidación serán lentos y, comparativamente, el tiempo de construcción de la estructura despreciable. Por ello, el momento crítico será cuando la carga del edificio se complete. En este caso es obvio que una prueba en que el esfuerzo desviador se aplique rápidamente repre-

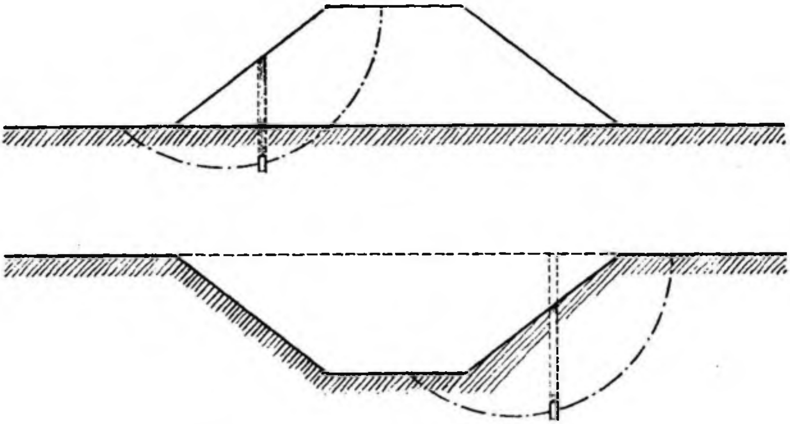


FIG. XII-27. *Variación de la resistencia al esfuerzo cortante en un corte y un terraplén en el mismo suelo arcilloso*

senta las condiciones de campo; la prueba rápida satisface esa condición.

Por el contrario, si el edificio fuese a ser construido sobre una arcilla igual a la anterior, pero con abundantes intercalaciones de arena que proporcionen drenaje rápido y eficiente, puede pensarse que el suelo se consolida al unísono con el progreso de la construcción de la estructura, por lo cual la prueba lenta sería ahora la adecuada para la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante.

Si la estructura que se desea construir en un terraplén (fig. XII-27), por ejemplo para un camino o un bordo de protección y se quieren investigar las condiciones del terreno que lo ha de soportar debe tenerse en cuenta que el peso del terraplén inducirá un proceso de consolidación en el suelo si éste es arcilloso y, por lo tanto, su resistencia al esfuerzo cortante tenderá a aumentar con el tiempo. Si el terraplén se construye rápidamente y el terreno arcilloso tiene drenaje difícil, el instante más crítico será el inicial de la vida de la obra, antes de que se produzca la consolidación del suelo y, por ello, lo que se dijo para el caso análogo del edificio conservará su validez. Si el suelo se consolida tan aprisa como avanza la construcción de la obra, la prueba lenta sería la correcta para la obtención de los datos de proyecto.

Las cosas variarán radicalmente si se desea hacer en el mismo suelo una excavación, por ejemplo, para alojar un camino, un canal o para la construcción de la cimentación de la estructura. En ese caso, sobre todo si las condiciones del suelo facilitan el fenómeno,

se inducirán expansiones en la masa del suelo por la descarga efectuada (ver Volúmenes II y III) y, por ello, la resistencia al esfuerzo cortante tenderá a disminuir con el tiempo. Ahora la condición crítica del suelo estará en los momentos finales del proceso de expansión, que corresponderán a etapas avanzadas de la vida de la obra. La prueba lenta sería obviamente la recomendable para la representación de esta situación.

Una vez seleccionado el tipo o tipos de pruebas triaxiales de los que han de obtenerse los datos de resistencia del suelo para proyecto, lo que se hace hoy en la gran mayoría de los laboratorios es realizar varias pruebas del tipo escogido, obteniendo el círculo de Mohr de falla en cada una y trazar a ojo la recta (en el tramo normalmente consolidado) envolvente de esos círculos. En el tramo preconsolidado las envolventes se trazan a mano siguiendo las formas ya discutidas en este capítulo y siendo tangentes a los círculos. Una vez obtenida así la envolvente aproximada del suelo en ese tipo de prueba, es costumbre seleccionar dentro de ella el tramo que corresponde al intervalo de presiones en el que se vaya a mantener al suelo en la obra particular de que se trate y trazar, de ser factible, una recta que represente a la envolvente en el tramo con suficiente presión. Esta recta, sobre todo en suelos preconsolidados o no saturados, seguramente no pasará por el origen de coordenadas y su ecuación matemática será de la forma:

$$s = a + \sigma \operatorname{tg} \alpha \qquad (12\text{-}19)$$

Con a y α como parámetros definidores de la resistencia del suelo en la prueba particular efectuada y dentro del intervalo de presiones considerado (a es la ordenada en el origen y α el ángulo de inclinación respecto a la horizontal de la recta en cuestión). Nótese que la ec. 12-19 es de la misma forma que la Ley clásica de Coulomb (12-9). Sin embargo, resulta ya inútil discutir las esenciales diferencias de concepto e interpretación entre ambas; a y α ya no tienen un sentido físico característico como propiedades inherentes al suelo sino, solamente, son elementos de cálculo. Por la fuerza de la tradición histórica y la simple costumbre, algunos autores han llamado a "*a*" la "*cohesión aparente del suelo*" en las condiciones de su obtención y a "α", el "*ángulo de fricción aparente*" o "*ángulo de resistencia aparente*". Incluso es usual en la literatura sobre Mecánica de Suelos seguir usando los símbolos c y ϕ para los parámetros de resistencia, pero naturalmente sometiéndolos a la interpretación moderna. En este sentido han de ser también interpretados los símbolos c y ϕ cuando aparezcan en las páginas subsiguientes de esta obra.

Como quiera que las pruebas triaxiales actualmente usadas representan circunstancias extremas para el suelo en estudio, algunos especialistas en estas materias, cuando se enfrentan a un caso real gobernado por circunstancias intermedias entre las adoptadas para las pruebas, prefieren dibujar sus propias envolturas simplemente interpolando entre las dos representativas de comportamientos ex tremos. Este proceder ha de estar siempre respaldado por amplia experiencia, pero en ese caso conduce a la obtención de datos más realistas que ninguna prueba por separado.

Para dar idea de los valores que adoptan en la realidad los ángulos de fricción interna ϕ y aparente ϕ' para arcillas saturadas en las pruebas lenta y rápida-consolidada respectivamente, pueden mencionarse los datos proporcionados por el laboratorio de la Universidad de Harvard bajo la dirección del Dr. A. Casagrande, según los cuales en una gran mayoría de arcillas el ángulo ϕ oscila entre 28° y 30°, mientras que ϕ' lo hace entre 14° y 15°. Los mínimos ángulos medidos fueron respectivamente de $\phi = 22°$ y $\phi' = 11.5°$. En prueba rápida como es natural, el ángulo de fricción aparente resulta de 0°, en suelos saturados.

Debe observarse que al hablar del método de los esfuerzos totales sólo se han mencionado las envolventes L y R, pero no la R_c. El uso de la envolvente L en dicho método sólo está justificado cuando las condiciones de campo son tales que los esfuerzos totales son a la vez efectivos, de manera que en este caso el criterio de los esfuerzos totales y el de los esfuerzos efectivos coinciden. Por lo que respecta a la prueba rápida-consolidada ha de decirse que sus condiciones representan muy rara vez a las del campo, de manera que una aplicación indiscriminada de ella puede ser causa de resultados erróneos y frecuentemente del lado de la inseguridad. Sin embargo, al estimar la resistencia en la superficie potencial de falla de una presa de tierra sujeta a vaciado rápido, se usa tal prueba, como se ve en la parte relativa a este tema en el Volumen III, relacionando la resistencia al esfuerzo normal efectivo existente en la superficie de falla antes del vaciado.

XII-17. Algunos factores que modifican las características de compresibilidad y resistencia de algunas arcillas

Además de los factores analizados hasta ahora, existen otros de escala geológica que influyen en forma importante en la resistencia y en la compresibilidad de las arcillas. Los Anexos XII-g, XII-h y XII-i están dedicados a estudiar la influencia de tres de estos factores, que se consideran hoy de particular importancia dentro de un

conjunto numeroso en que figuran otros cuya relevancia se conceptúa menor.

XII-18. Representación de las pruebas triaxiales en el espacio tridimensional de los esfuerzos principales

Recientemente se ha desarrollado una sugestiva representación gráfica de los resultados de las pruebas triaxiales en un espacio tridimensional, en cuyos ejes ortogonales figuran los valores de los tres esfuerzos principales, σ_1, σ_2 y σ_3 en escalas aritméticas. Esto permite representar trayectorias de esfuerzos con las que es posible estudiar en forma elegante y general el comportamiento mecánico del suelo en las pruebas triaxiales, en especial las envolventes de falla, la evolución de las presiones de poro en pruebas no drenadas y los cambios volumétricos del espécimen, medidos a partir de cambios en la relación de vacíos o del contenido de agua, en pruebas drenadas.

En el Anexo XII-j se detalla esta representación, así como las conclusiones más importantes que hasta ahora se han obtenido en ella, a partir de pruebas triaxiales realizadas con especímenes de arcilla remoldeada y saturada.

Cabe un comentario acerca del uso casi sistemático que hoy se hace de las arcillas remoldeadas en muchos trabajos de investigación en lugar de las arcillas en estado natural (inalteradas,) de las que pudiera pensarse que se obtendrán conclusiones de extrapolación práctica aparente más directa y confiable. El uso de arcillas remoldeadas suele estimarse preferible en virtud de que con ellas se excluyen factores que influyen en el comportamiento del suelo en forma que se considera muy difícil de cuantificar hoy por hoy; por ello, en trabajos realizados para comprender el comportamiento básico de los suelos, se sacrifica *realismo* en aras de una simplicidad que se espera permita dilucidar aspectos fundamentales de comportamiento, que posteriormente podrá desembocar en conocimiento general susceptible de aplicación práctica en materiales más naturales. Entre esos aspectos cuya influencia se elimina en las arcillas remoldeadas figuran la consolidación anisotrópica, consecuencia de las diferentes presiones horizontal y vertical a que ha sido sometido el suelo *in situ;* los defectos de la consolidación secundaria; la historia de los esfuerzos y deformaciones que el suelo ha tenido; que por desconocerse generalmente, resulta imposible de cuantificar; efectos de lavado, intercambios catiónicos y cimentación que haya tenido lugar en la estructura de la arcilla, etc.

XII-19. Resistencias máxima y residual de las arcillas

Considérese una arcilla preconsolidada sujeta a una prueba de corte simple o prueba directa, en la cual se permita en todo momento drenaje libre (características correspondientes a una prueba lenta); supóngase también que se trata de una prueba de deformación controlada, con velocidad suficientemente lenta para que se disipen las presiones de poro y en la que se midan los esfuerzos necesarios para producir las deformaciones que se provocan. Conforme el desplazamiento aumenta y la muestra de arcilla preconsolidada se deforma angularmente, la carga tangencial y, por lo tanto el esfuerzo cortante, aumenta, pero para una presión normal efectiva dada y aplicada a la muestra, existe un límite definido para el esfuerzo cortante que la muestra puede resistir; a este límite que hasta ahora se ha venido manejando en este capítulo con el nombre de *resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla*, se le llamará ahora *resistencia máxima*. Si la prueba se continúa, provocando mayores desplazamientos angulares, la fuerza tangencial aplicada (y el esfuerzo cortante actuante) disminuye.

En la práctica, la prueba se suspende una vez que la resistencia máxima ha quedado bien definida; sin embargo, si la prueba se continúa, se observa que según el desplazamiento crece, la resistencia de la arcilla disminuye, pero esta disminución también tiene un límite el cual, una vez alcanzado, se conserva aún cuando el desplazamiento angular crezca a valores grandes, del orden de varios centímetros a la escala de la prueba y existe evidencia de campo de que esta resistencia se conserva para desplazamientos en la arcilla del orden de metros. Si se realizan de esta manera diferentes pruebas, usando en cada una distinta presión normal efectiva, se obtendrán resultados similares a los atrás descritos, aunque los valores finales de la resistencia exhibida por la arcilla sean, naturalmente, distintos en cada caso. A esta resistencia final, más allá de la máxima se le llama *resistencia residual*[20].

En la parte *a)* de la fig. XII-28 se muestra la relación esfuerzo cortante-desplazamiento tal como es usual obtenerla en una prueba como la descrita. Ahí puede verse también el cambio en contenido de agua sufrido por el espécimen durante la prueba.

En la parte *b)* de la misma figura se han trazado las envolventes de falla obtenidas llevando los resultados de diferentes pruebas a un plano de esfuerzos normales efectivos sobre el plano de falla contra las resistencias máximas y residuales obtenidas en esas pruebas. Puede observarse que dichas envolventes resultan prácticamente líneas rectas pudiéndose por ello escribir para la resistencia máxima.

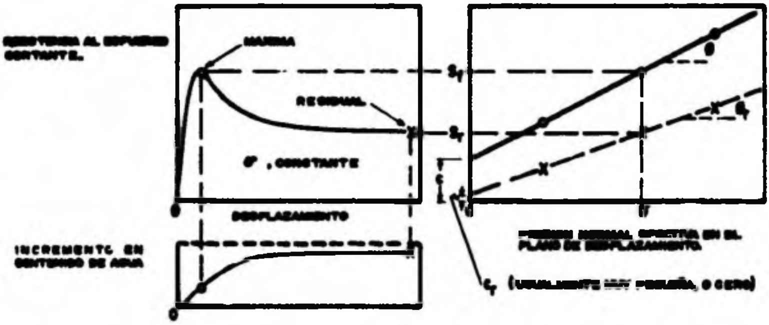


FIG. XII-28. Resistencia máxima y residual y característica de resistencia al esfuerzo cortante de una arcilla preconsolidada

$$s_f = c + \bar{\sigma} \operatorname{tg} \phi \qquad (12\text{-}20)$$

y para la resistencia residual

$$s_r = c_r + \bar{\sigma} \operatorname{tg} \phi_r \qquad (12\text{-}21)$$

Los resultados de las pruebas que se han realizado han demostrado que invariablemente c_r es muy pequeña, pudiendo por ello despreciarse. Por lo tanto, para el uso de la resistencia residual puede escribirse:

$$s_r = \bar{\sigma} \operatorname{tg} \phi_r \qquad (12\text{-}22)$$

También se ha observado que ϕ_r es menor que el ángulo ϕ. En algunas arcillas esa diferencia es de sólo 1 ó 2 grados, pero se han registrado arcillas en que esa diferencia ha llegado a ser de 10°.

Las razones para explicar las diferencias anteriores, siempre siguiendo a Skempton, podrán ser las siguientes: primeramente se ha constatado que en arcillas fuertemente preconsolidadas hay expansiones cuando se deforman bajo esfuerzo cortante, sobre todo después de sobrepasar su resistencia máxima; por lo tanto, una parte de la disminución de resistencia puede achacarse al incremento de contenido de agua que se produce como consecuencia. En segundo lugar actúa el desarrollo de franjas delgadas dentro de la masa general de la arcilla, en las que las partículas de forma laminar se orientan en la dirección del desplazamiento, es razonable suponer que la resistencia de un conjunto de tales partículas orientadas al azar sea mayor que cuando se encuentran paralelamente acomodadas.

Independientemente de las razones que puedan aducirse para explicar la disminución de resistencia de las arcillas cuando se sobrepasa su resistencia máxima, existe hoy evidencia incontrovertible de la existencia de tal disminución, especialmente cuando las arcillas son preconsolidadas. Entonces, si por cualquier razón se sobrepasa la resistencia máxima en un punto cualquiera de la masa de arcilla, la resistencia en dicho punto descenderá; esto conduce a una redistribución de esfuerzos, como consecuencia de la cual se sobrecargan las zonas vecinas, con lo que es posible que la resistencia máxima se sobrepasa en otros puntos próximos. Así se concibe la iniciación de una falla progresiva y, en el límite, la resistencia a lo largo de toda una superficie de falla decrecerá al valor de la resistencia residual. Sin embargo, los desplazamientos necesarios para que la resistencia residual llegue a desarrollarse son tan grandes, que esta condición sólo debe considerarse para fines de proyecto o cálculo en general cuando la arcilla haya sufrido deslizamiento sobre una superficie de falla existente de antiguo o cuando exista en ella un estado de *creep* más o menos generalizado.

Skempton señala también que la presencia de gran número de pequeñas fisuras, grietecillas y otros accidentes similares en la masa de arcilla, constituye otro caso en que la resistencia residual debe considerarse como la de proyecto para un análisis más realista.

No existe una prueba estándar para determinar en los laboratorios la resistencia residual de las arcillas, pero el propio Skempton describe en la referencia que se comenta una realizada para un caso concreto en la que se usó un aparato de resistencia al esfuerzo cortante directo. Tras producir al espécimen un desplazamiento del orden de un centímetro en un cierto sentido, se regresó la parte deslizante a su posición original produciendo de nuevo el mismo desplazamiento y continuando así la prueba hasta que la resistencia de la arcilla llegó a un valor final constante, que se consideró la resistencia residual. El inconveniente de la prueba fueron los seis días que duró, pues se realizó permitiendo en todo momento la disipación de presiones de poro. El propio Skempton comenta que esta técnica no es perfecta, sugiriendo que una mejor prueba sería aquella que produjese un desplazamiento continuo en un solo sentido, sin regresar; indica también que los aparatos de resistencia al corte anulados pudieron resultar apropiados. Otros autores han sugerido la conveniencia de usar pruebas de torsión.

La disminución de resistencia del valor de la resistencia máxima al valor de la resistencia residual no sólo ocurre en las arcillas preconsolidadas, sino que también en las arcillas normalmente consolidadas se nota, aunque en este último caso la diferencia entre ambas resistencias es de menor cuantía. En el caso de las arcillas normalmente consolidadas la disminución en el ángulo de fricción interna se atri-

buye principalmente al efecto de orientación de las partículas, cuando el desplazamiento ha sido importante a lo largo de una superficie de falla. Los resultados hasta ahora disponibles parecen indicar que la resistencia residual de una arcilla, bajo un cierto esfuerzo normal efectivo, es la misma independientemente de si la arcilla es preconsolidada o normalmente consolidada; en otras palabras, que ϕ_r es constante para una cierta arcilla, independientemente de su historia de consolidación. Sin embargo, ϕ_r se ha visto que depende de la naturaleza de las partículas minerales. El valor de ϕ_r tiende a disminuir cuando aumenta el porcentaje de partículas menores que dos micras. Skempton reporta valores de ϕ_r del orden de 10°, cuando el porcentaje en peso de partículas menores que dos micras está comprendido entre 60% y 80%.

Lo importante desde el punto de vista práctico es definir con qué resistencia se revisará la estabilidad de un talud dado, por citar la estructura de tierra a la cual Skempton ha aplicado principalmente sus ideas sobre la resistencia residual. Para ello define el concepto Factor Residual, *R*, por medio de la expresión:

$$R = \frac{s_f - \bar{s}}{s_f - s_r} \tag{12-23}$$

donde

s_f = resistencia máxima de la arcilla
s_r = resistencia residual de la misma
$\bar{s}$ = esfuerzo cortante promedio actuante en la superficie de falla bajo estudio.

Skempton analizó la estabilidad de diversos taludes fallados y para ellos encontró el esfuerzo normal efectivo promedio y la resistencia al esfuerzo cortante promedio en la superficie de la falla. Como se trató de fallas reales $\bar{s}$ puede simplemente obtenerse de la consideración de que el factor de seguridad sea igual a la unidad. Posteriormente comparó esta $\bar{s}$ con las resistencias máxima y residual de la arcilla, correspondientes al esfuerzo normal efectivo que existía en la superficie de falla; en esta forma puede calcular el factor residual para cada caso analizado. Si para un caso dado la resistencia con que falló el talud es la máxima, se tiene $R = 0$ y si aquella es igual a la residual, R será igual a 1.

Otra interpretación alternativa para el factor residual se obtiene escribiendo la expresión 12-23 como:

$$\bar{s} = R\, s_r + (1 - R)s_f \qquad (12\text{-}24)$$

En esta expresión puede interpretarse a R como un número que indica la parte de la superficie de falla total a lo largo de la cual la resistencia se ha reducido a su valor residual.

El objetivo de Skempton fue relacionar en lo posible el valor de R con el tipo de arcilla que forma el talud, continuando hasta que se llega a su resistencia residual, por lo que en estas arcillas recomienda el uso de esta última resistencia en los análisis prácticos.

En arcillas sin fisuras y grietas, encuentra que la disminución de resistencia en la falla respecto a la máxima es muy pequeña y despreciable por lo que en estos casos se podía usar en general dicha resistencia máxima, considera también que los terraplenes de arcilla compactada pueden calcularse considerando la resistencia máxima. Finalmente si ha ocurrido una falla, cualquier desplazamiento posterior sobre la superficie de falla formada ocurrirá actuando la resistencia residual, independientemente de la arcilla que se tenga.

ANEXO XII-a

Prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante

XII-a.1. Introducción

El procedimiento para efectuar la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante, tal como aquí se presenta, se aplica solamente al más sencillo de los casos que pueden presentarse en la práctica: aquel en que se prueben arenas secas. En el cuerpo de este Capítulo se considera que los resultados de la prueba son confiables en arenas sueltas, obteniéndose resultados conservadores con arenas compactas. La aplicación de la prueba a otros tipos de suelos diferentes de las arenas sueltas es posible y ello se comprende fácilmente después de estudiar, en el cuerpo del Capítulo, las características de resistencia de tales suelos; en esos casos la prueba se efectúa de modo similar al ahora descrito, resultando superfluo entrar a posteriores detalles, sobre todo por el hecho de que, en esos otros tipos de suelos, la prueba directa se ve sustituida con ventaja por otras pruebas de resistencia.

XII-a.2. Equipo para la prueba

Para la realización de la prueba se requiere el siguiente equipo:

Un aparato de prueba directa.
Un pisón para compactar el suelo. (Si ello ha de hacerse.)
Balanza.
Equipo general de laboratorio, como espátulas, reglas metálicas, cápsulas, etc.

XII-a.3 Preparación de la muestra

La arena deberá cribarse a través de la malla Nº 10, eliminando todo el material de mayor tamaño. El suelo así obtenido se secará al aire, hasta notarlo uniformemente seco; no es indicado el secado al horno.

En el caso en que el suelo por probar sea arcilla inalterada deberá contarse con una muestra de, por lo menos, 4 cm. de espesor y unos 10 cm. de diámetro. De esta muestra se forma un espécimen usando un anillo cortador de las dimensiones apropiadas para el aparato en que haya de hacerse la prueba; las dos caras del espécimen se alisan cuidadosamente con espátula o regla metálica. Después deberá retirarse el espécimen del anillo, usando un procedimiento que produzca la mínima alteración. El espesor del anillo cortador es ya el deseado para el espécimen definitivo, pero las dimensiones de la sección recta de éste deberán obtenerse ahora, colocando el suelo sobre una placa y cortándolo en forma conveniente; es común que los aparatos de corte directo usen especímenes cuadrados de 6 cm de lado (hay también, sobre todo para arenas, aparatos de 10 × 10 cm.).

El espécimen deberá quedar bien ajustado en el aparato, para lo cual es aconsejable labrar su sección recta con dimensiones algo mayores que lo justo, afinando éstas con espátula al irlo introduciendo, evitando su alteración todo lo que sea posible.

Si la prueba ha de hacerse sobre arcillas alteradas procedentes, por ejemplo, de una prueba de compactación, el material del molde en que ésta se haya efectuado se tratará como una muestra inalterada.

Antes de proceder a la realización de la prueba se pesará la muestra, para determinar los pesos específicos y humedad del material probado.

XII-a.4. Procedimiento de prueba

Resulta difícil detallar el procedimiento para la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante, dado que varía ligeramente según el tipo de aparato usado y existen varios de éstos; sin embargo, los siguientes son los pasos esenciales:

1. Mídanse las dimensiones de la caja del aparato en que se alojará el suelo.
2. Obténgase la carga muerta propia del aparato, que será el peso del mecanismo de carga, cuando aplique carga normal nula. En ocasiones esta carga muerta se balancea con un mecanismo apropiado.
3. Colóquese la muestra de arena en la caja del aparato. Una muestra de arena debe tener un espesor del orden de 1.0 a 1.5 cm. Espesores mayores acentúan el fenómeno de falla progresiva y hacen que se obtengan resistencias menores. La superficie de la muestra deberá nivelarse cuidadosamente con un aditamento apropiado.
4. Colóquese una placa sobre el espécimen y, sobre ella, sitúese el mecanismo transmisor de presión normal.
5. Aplíquese la carga normal deseada.
6. Colóquense los extensómetros para medir las deformaciones normal y tangencial, anotando sus lecturas iniciales.
7. Verifíquese que no haya contacto entre los marcos fijo y móvil de la caja que contiene al suelo.
8. Iníciese el proceso de aplicación de la carga tangencial, haciendo lecturas de la carga aplicada y de las deformaciones normal y tangencial, a diversos tiempos.
9. Si la prueba es de esfuerzo controlado se tomarán lecturas antes de la aplicación de cada nueva carga; si es de deformación controlada, las lecturas se harán cada 15 seg., durante los primeros dos minutos y, después, cada medio milímetro de deformación. (En ocasiones basta hacer estas lecturas cada milímetro.)
10. En la prueba de esfuerzo controlado, el fin de la prueba es la falla del espécimen; en la deformación controlada, el instante en que se alcanza una deformación del orden de un 15% de la longitud inicial de la muestra, a menos que se obtenga antes una fuerza tangencial constante.

XII-a.5. Observaciones

Para la mayoría de los suelos es satisfactoria una separación de 1 mm entre los marcos fijo y móvil del aparato; en realidad esa separación es función del tamaño máximo de las partículas del suelo y de la compacidad de éste. La separación debe ser mayor que el tamaño máximo, para evitar que los marcos entren en contacto por medio de una partícula que se escurra al espacio entre ambos. En suelos sueltos se requiere mayor separación que en los compactos a causa de la deformabilidad de los primeros, que también puede hacer que los marcos se toquen.

En las pruebas de esfuerzo controlado los incrementos de carga pueden aplicarse a intervalos regulares o después de que la deformación bajo el incremento anterior cese; estos incrementos se aplican con una magnitud del orden de un 10% de la resistencia que se estime para la muestra. En las pruebas de deformación controlada la velocidad de ésta es del orden de un milímetro por minuto; esta velocidad no es muy importante en pruebas sobre suelos "friccionantes", pero sí afecta la resistencia de los suelos "cohesivos" saturados, modificándola en forma apreciable.

ANEXO XII-b

Algunas consideraciones adicionales sobre la resistencia al esfuerzo cortante en suelos "friccionantes"

En el cuerpo de este Capítulo se analiza la resistencia al esfuerzo cortante del suelo considerado como un complejo, formado de partículas minerales entre las que existen vacíos. Esta resistencia es diferente, en general, de la que exhiben las partículas minerales consideradas como un sólido puro, exento de vacíos macroscópicos. La resistencia de muestras sólidas de los diferentes materiales se llama su "resistencia intrínseca" (s_i). Hasta la fecha son contados los experimentos que tienden a obtener la resistencia intrínseca de los diversos materiales con los que el ingeniero se ve obligado a tratar, sin embargo, parece que aquélla puede expresarse por una ley del tipo:

$$s_i = k + \sigma \, tg \, \psi \qquad (12\text{-b.1})$$

En donde k es la "cohesión intrínseca" del material y ψ su "ángulo de fricción intrínseca" o más propiamente, su "ángulo de resistencia intrínseca al esfuerzo cortante". Para los metales parece que $\psi = 5°$, por lo menos para la mayoría de ellos. En los minerales aparentemente ψ fluctúa entre 3° y 10°. El estrechamiento de flujos internos en el sólido, causado por presión exterior creciente, parece contribuir al hecho de que el ángulo ψ resulte mayor que cero. Resulta sugestiva, en consecuencia, la idea de considerar un "sólido perfecto" a aquel ideal en el cual $\psi = 0$.

Entre las principales pruebas realizadas sobre minerales destacan las de von Karman (1911) sobre mármol, quien probó que bajo una presión del orden de 2500 Kg/cm^2, con un esfuerzo desviador de 5000 Kg/cm^2, el flujo pléstico interno reduce los vacíos macroscópicos en ese material prácticamente a cero; las efectuadas por Bridgman (1936) y Griggs (1942) sobre calcita pura, que encontraron un aumento lineal en la resistencia de este material hasta presiones de 30,000 Kg/cm^2, con $\psi = 8°$, desviándose de esa ley y tendiéndose más

la "línea de resistencia intrínseca" para presiones mayores; las llevadas a cabo por Bridgman (1936), King y Tabor (1954) sobre sal gema, que mostraron ley lineal de resistencia con $\psi = 3.5°$, hasta presiones de 20,000 Kg/cm^2 y, finalmente, las ejecutadas por el mismo Bridgman (1941) y antes por Griggs y Bell (1938) sobre cuarzo, que también mostró una ley lineal, con $\psi = 13.25°$.

Los valores que se encontraron para la "cohesión intrínseca" en las pruebas arriba citadas fueron:

Calcita.	1900 Kg/cm^2
Sal gema	450 Kg/cm^2
Cuarzo.	9500 Kg/cm^2

Con fundamento en las pruebas anteriores, se ha extendido la ley (12-b.1), admitiendo que gobierna la resistencia intrínseca de otros materiales, tales como las partículas constituyentes del concreto, de las rocas o de los suelos.

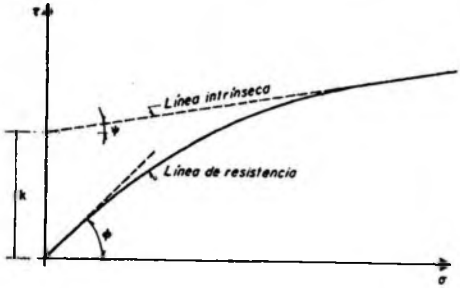


FIG. XII-b.1. *Línea de falla y línea intrínseca de las partículas sólidas, en un suelo puramente friccionante*

En materiales porosos, tales como la arena, considerada ahora como un suelo o sea como un conjunto de partículas minerales y vacíos, se ha observado sistemáticamente un hecho notable, al sujetarlos a pruebas de resistencia al esfuerzo cortante (sea del tipo "directa o triaxial"): la línea de resistencia se tiende más y más a presión creciente, presentándose valores del ángulo de fricción interna cada vez menores. El hecho ha sido rara vez objeto de una explicación seria. Sin embargo, al recordar las ideas atrás expuestas, surge una explicación plausible: al ir aumentando las presiones a que está sujeta la arena, los vacíos de ésta disminuyen y comienza a manifestarse la resistencia intrínseca de sus partículas constitutivas; así, la línea de resistencia tiende a la "línea intrínseca" y el ángulo ϕ se acerca cada vez más al ψ, que es mucho menor, por lo que la línea pierde pendiente progresivamente. Es obvio que el efecto tiene que ser más perceptible en arenas densas, lo cual, concuerda con la experiencia. El efecto se ilustra en la fig. XII-b.1.

NOTA: Este anexo ha sido elaborado básicamente teniendo en cuenta el artículo: *Effective stress in soils, concrete and rocks*, por A. W. Skempton (Pore pressure and suction in soils — Butterworhs — 1961).

ANEXO XII-c

A. Pruebas de compresión triaxial

XII-c.1. Introducción

Las pruebas de compresión triaxial se realizan con el propósito de determinar las características de esfuerzo-deformación y resistencia de los suelos sujetos a esfuerzos cortantes, producidos cuando varían los esfuerzos principales que actúan sobre un espécimen cilíndrico del suelo de que se trate. En los tipos más usuales del aparato de prueba, dos de los esfuerzos principales se producen por presión de un líquido que rodea el espécimen y, por lo tanto, son iguales.

XII-c.2. Aparato para efectuar las pruebas

El único aparato que se describe en lo que sigue corresponde a un modelo originalmente diseñado en la Universidad de Harvard, E.E.U.U. y es, seguramente, uno de los tipos más comunes en los laboratorios de Mecánica de Suelos en todo el mundo. En la fig. XII-c.1 aparece un esquema del conjunto.

El aparato consta, en primer lugar, de la llamada cámara de compresión triaxial (fig. XII-c.2) constituida por un cilindro de lucita, de unos 10 cm de diámetro exterior y unos 6 mm de espesor en su pared. Las bases de la cámara son dos placas redondas de acero al cadmio (o su equivalente), selladas respecto al cilindro de lucita perfectamente, por medio de goma o hule.

La cámara con las anteriores dimensiones es resistente a presiones internas hasta valores de alrededor de 7 Kg/cm^2, con un generoso factor de seguridad. Si las presiones interiores fueran aún mayores, la cámara deberá protegerse con anillos de bronce o latón o con malla metálica; con estas protecciones pueden manejarse presiones hasta de 10 Kg/cm^2.

Dentro de la cámara se ubican dos cilindros cortos de lucita, que sirven de base y cabezal del espécimen, con piedras porosas en los contactos con dicho espécimen. Estas piezas están perforadas y se comunican, por medio de tubo sarán de unos 3 mm (⅛ de pulgada) de diámetro exterior con una bureta, a fin de permitir drenaje de la muestra durante su consolidación.

El vástago transmisor de carga axial transmite ésta a la muestra a través del cabezal superior de lucita, que está provisto de una perforación para que penetre la punta de dicho vástago; en esa perforación se permite un juego de dos o tres grados a fin de garantizar en todo

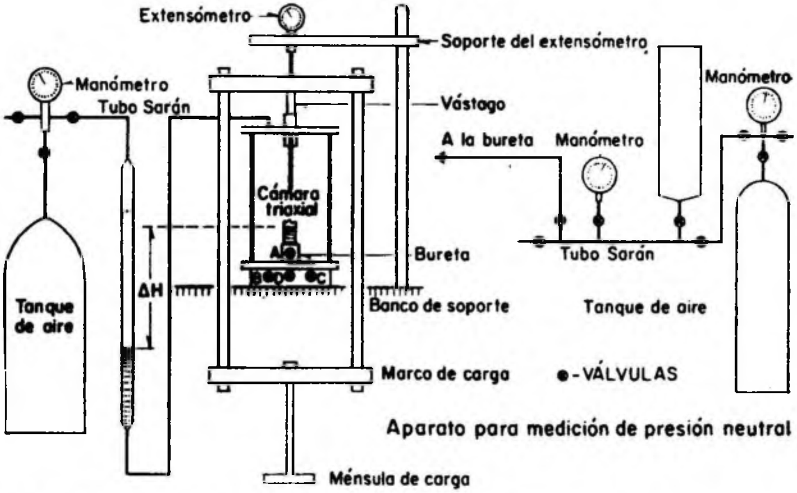


FIG. XII-c.1. *Conjunto del dispositivo para pruebas de compresión triaxial*

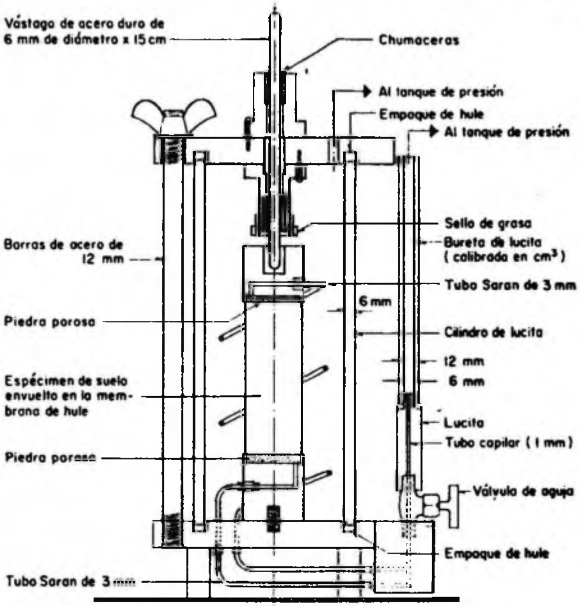


FIG. XII-c.2. *Cámara de compresión triaxial*

caso un contacto entre la piedra porosa del cabezal y la cara superior del espécimen que produzca una distribución uniforme de la presión axial.

El sistema de drenaje está constituido por cuatro válvulas, un pequeño depósito de agua y una bureta calibrada, preferentemente de lucita, por no ser este material muy quebradizo. Un esquema detallado de esta instalación se muestra en la fig. XII-c.3. Las líneas de drenaje de la base y del cabezal de lucita atraviesan materialmente la placa metálica que constituye la base de la cámara. Esto tiene por objeto que el agua no entre en contacto con el metal y así evitar la posibilidad de actividad electroquímica, en pruebas de larga duración.

Las cargas se aplican colocando pesas en una ménsula apropiada, que cuelga de un marco móvil. Esto implica realizar la prueba por el método de esfuerzo controlado; alternativamente puede aplicarse la carga controlando la velocidad de deformación (deformación controlada); en este caso, debe medirse la magnitud de la carga, insertando un anillo de carga calibrado entre el vástago y el cabezal de la muestra o entre el vástago y el marco de carga. Estos anillos de carga son piezas anulares de acero calibrados previamente, conociéndose las variaciones de su diámetro interior bajo la acción de carga axial; en el momento de la prueba, un extensómetro colocado diametralmente da las deformaciones que tengan lugar las que, en la tabla o gráfica de calibración, proporcionan las cargas actuantes correspondientes. En ocasiones la prueba se efectúa sobre una báscula cuya carátula da, directamente sin necesidad de anillo, las cargas aplicadas en cada instante. Desde el punto de vista de determinaciones de resistencia no existe diferencia importante entre los métodos de esfuerzo o deformación controlados, si es que las demás circunstancias de la prueba se mantienen similares. En trabajos de rutina el actual progreso de las básculas de laboratorio ha popularizado el empleo de la deformación controlada, pero en trabajos de investigación suele considerarse más preciso el método de esfuerzo controlado.

Las cargas se aplican siempre desde el exterior y se transmiten al espécimen por medio de un vástago bien ajustado. La fricción que actúe sobre el vástago puede llegar a ser de importancia, por lo que es conveniente o bien medir las cargas dentro de la cámara (por ejemplo, con un anillo de carga) o bien recurrir a diseños muy delicados que reduzcan esa fricción a un mínimo. En las cámaras modernas es usual un diseño especial a base de cojinetes con bolas que reducen a un mínimo la fricción del vástago cuando éste se desplaza axialmente.

Cuando se usa el método de esfuerzo controlado, la deformación se mide simplemente colocando un extensómetro sobre el marco de carga.

En las pruebas de compresión triaxial se requiere que la muestra esté enfundada en membranas transparentes, resistentes e impermea-

bles. En pruebas de rutina, las disponibles comercialmente son satisfactorias, pero en pruebas de larga duración se ha observado que el flujo a su través aunque pequeño, llega a afectar seriamente los resultados de las pruebas; algunos laboratorios han optado por el uso de membrana doble, en tanto que otros han preferido la fabricación de sus propias membranas, buscando siempre satisfacer el doble requisito de impermeabilidad y resistencia.

Para dar la presión inicial en torno a la muestra, el aire sería el fluido ideal, si no fuera porque todas las membranas son permeables a sus moléculas. En las pruebas rápidas, que se realizan en pocos minutos, la cantidad de aire que alcanza a atravesar la membrana no es de consideración, pero en las pruebas lenta y rápida-consolidada, aun pequeñas cantidades de aire aumentan la presión neutral, disminuyendo en la misma proporción a la efectiva; esto aparte del efecto desfavorable causado por la acumulación de aire libre dentro del espécimen. Para disminuir este flujo a través de la membrana, algunos investigadores llenan la cámara triaxial hasta un nivel superior al espécimen con un fluido que no ataque a la membrana (agua, glicerina, aceites, etc.). Aunque las membranas usadas son comparativamente impermeables a estos fluidos, esto no resuelve el problema; el aire entra en solución con todos los líquidos, prácticamente hablando, en cantidad proporcional a la presión, por lo que en la cámara el fluido se satura de aire rápidamente. A través de la membrana, el aire disuelto pasa entonces a formar solución en el agua intersticial de la muestra; esto sucede aun cuando dicha agua intersticial esté saturada, a su vez, de aire y ello por la menor concentración y presión que prevalece en el agua dentro de la muestra; al estar el agua de la muestra saturada de aire lo que sucede es que el aire que penetra desde el exterior sale de la solución y forma burbujas con el efecto nocivo de crear presión neutral, si el drenaje de la muestra está impedido o de desalojar agua del suelo a la bureta, provocando en el observador la falsa impresión de un cambio de volumen adicional no ocurrido. Lo que ha dado mejor resultado a final de cuentas es el llenar la cámara totalmente con el líquido, generalmente agua, dejando incluso que éste llene un buen segmento de la línea de comunicación con el compresor, que le comunica la presión por medio de aire comprimido y se ha observado que el agua que atraviesa la membrana que protege al espécimen ejerce un efecto de mucha menor importancia que el aire antes analizado.

XII-c.3. Saturación del aparato

Todas las líneas de tubería, válvulas y piedras porosas del conjunto de la fig. XII-c.3 deben llenarse con agua desaireada antes de comenzar la prueba; para lograrlo, procédase como sigue (fig. XII-c.3):

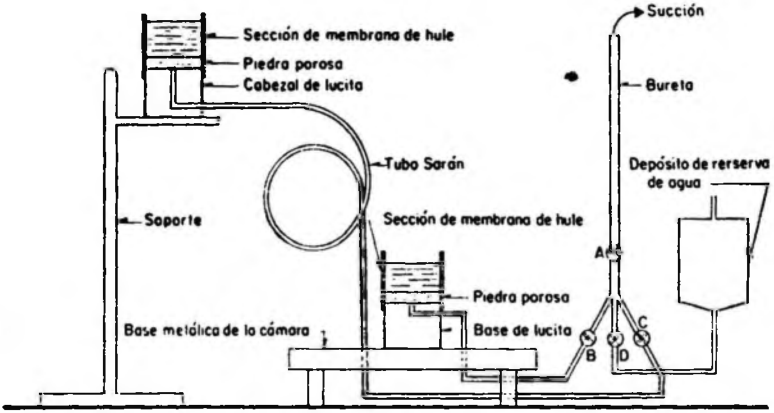


FIG. XII-c.3. *Croquis de la disposición para la saturación del sistema de drenaje*

1. Desármese y límpiese la cámara y todas las líneas. Ciérrense todas las válvulas.
2) Fíjese el cabezal de lucita, interior a la cámara, en un soporte y póngasele su piedra porosa. El cabezal se colocará invertido quedando la piedra porosa sobre él.
3. Colóquese una sección corta de membrana de hule (de unos 5 cm de longitud y mismo diámetro que la piedra porosa) sobre la base y otra sobre el cabezal de lucita.
4. Llénense con agua esas secciones de membrana y también el depósito de agua de reserva de la bureta.
5. Aplíquese una succión conveniente en el extremo superior de la bureta y ábranse las válvulas A y B. Manténgase la succión, añadiendo agua a la membrana de la base de lucita según se necesite, hasta que no se vean burbujas de aire en la línea. Ciérrese la válvula B.
6. Repítase la etapa 5) accionando ahora la válvula C, en lugar de la B.
7. Llénese bien el depósito de reserva de la bureta y repítase la etapa 5), accionando ahora la válvula D.

XII-c.4. Preparación de la muestra

Primeramente se corta un fragmento prismático de suelo, usando segueta de alambre y guías apropiadas. Los extremos de ese fragmento deben cortarse también normalmente al eje del prisma. A continuación el fragmento se afina, usando un cortador vertical apropiado, hasta

formar un espécimen cilíndrico de 3.6 cm de diámetro (lo cual da un área de sección recta de 10.18 cm² para la muestra) y de 10 cm de altura aproximadamente. El material sobrante de la afinación sirve para determinaciones de contenido de agua. Después se afina la altura men una relación de esbeltez de 2.5). Cuidadosamente, se coloca el del espécimen hasta su valor definitivo de 9 cm (lo cual da al espéci- espécimen en un recipiente hermético y se pesa, a fin de obtener su peso húmedo inicial. Dentro de un cilindro metálico de 4.5 cm de diámetro y 9.0 cm de altura se coloca una membrana apropiada, doblando hacia afuera sus extremos y expandiéndola, creando un vacío entre la membrana y el cilindro. En seguida este conjunto se coloca sobre el espécimen, cubriéndolo, se suspende el vacío, con lo que la membrana se aprieta en torno al espécimen y se retira el cilindro. Los extremos libres de la membrana se doblan ahora hacia afuera sobre el espécimen.

XII-c.5. Armado del aparato en conjunto

Para poner el conjunto del aparato triaxial en condiciones de efectuar las pruebas deberá procederse como sigue (fig. XII-c.1 y XII-c.2):

1. Teniendo aún el cabezal de lucita colocado en su soporte en posición invertida, retírese la sección de hule con agua, quitando el exceso de agua que quede sobre la piedra porosa y póngase sobre ésta la muestra envuelta en su membrana; la muestra se colocará también en posición invertida.

2. Desenróllese el extremo de la membrana en torno al cabezal, alisando las arrugas. Hecho esto, asegúrese esta posición enrollando un hilo elástico en torno a la parte de la membrana que cubre al cabezal.

3. Retírese la sección de hule con agua que se tenía colocada sobre la base de lucita Suéltese el cabezal de su soporte e inviértase el conjunto cabezal y muestra cuidadosamente colocándolo sobre la base de modo que la muestra quede en contacto con la piedra porosa.

4. Repítase la etapa 2) ahora con la base de lucita.

5. Colóquese el cilindro de lucita que forma la cámara triaxial, en su lugar.

6. Colóquese la base metálica superior de la cámara sobre el cilindro de lucita, centrando el vástago de carga axial cuidadosamente en el cabezal de lucita y verificando que los empaques de hule estén correctamente dispuestos.

7. Asegúrese provisionalmente la placa metálica superior por medio de sus tuercas y luego en forma definitiva enroscándolas sucesivamente, de modo que la placa quede bien horizontal; las tuercas deben afianzarse sólo con presión de mano.

8. Conéctese la línea de presión al correspondiente orificio de la placa metálica superior y la línea del agua al orificio de la placa inferior. Llénese la cámara, permitiendo que un sobrante de agua entre a la línea de presión, a fin de expulsar al aire atrapado. Desconéctese ahora la línea del agua.
9. Colóquese la cámara en el banco de soporte centrándola bien; ajústese el marco de carga sobre ella y también el extensómetro.
10. Conéctese la línea de presión a un tanque regulador con su válvula de salida cerrada. Ajústese la presión del tanque al valor que se desee tener en la cámara. Mídase y anótese la diferencia de carga (ΔH) entre los niveles del agua en la bureta y en la línea de presión; esta diferencia de carga debe ser deducida del valor señalado por el manómetro del tanque regulador para obtener la presión en la cámara.
11. Póngase en la ménsula de carga el peso suficiente para que el vástago se apoye en el cabezal de lucita, venciendo al empuje hidrostático hacia arriba que produce el agua a presión que actuará en el interior de la cámara.
12. Abrase la válvula de salida del tanque regulador, aplicando así la presión deseada al agua en la cámara.
13. Con las válvulas B y C cerradas, ábrase la A y, entreabriendo la válvula D, bájese el nivel del agua en la bureta hasta la lectura cero en su escala. Ciérrense las válvulas A y D y ábranse entonces las B y C.
14. Ajústese el extensómetro a la lectura cero.
15. Para evitar que al fallar la muestra se produzca una deformación excesiva, perjudicial para las observaciones, colóquese en el suelo bajo la ménsula de carga un tope, que deje un espacio de 2.5 cm aproximadamente entre su extremo y la ménsula.

El aparato está ahora en posición y la muestra lista para hacer la prueba.

XII-c.6. Procedimiento para la prueba rápida

Háganse actuar cargas sobre la ménsula, colocando los incrementos con intervalos de un minuto, obteniendo las lecturas del extensómetro correspondientes a cada incremento cinco segundos antes de agregar el siguiente incremento.

El peso de cada incremento será un décimo de la carga de falla prevista. Según la muestra se vaya acercando a la falla, deberá ser cuidadosamente observada tomándose nota del desarrollo de grietas, abultamientos, pérdidas de verticalidad, etc. A veces es deseable disminuir la magnitud de los incrementos de carga a la mitad, cerca de la falla; en este caso, los intervalos en que actúan los incrementos se reducirán también a medio minuto.

Después de que el espécimen haya fallado o de que su deformación axial sobrepase el 25-30% cesa el proceso de incrementar la carga, se quita la presión de la cámara, se retiran las pesas de la ménsula y se quita el extensómetro.

XII-c.7. Procedimiento para la prueba rápida-consolidada

a) Etapa de consolidación

Las lecturas iniciales durante esta primera etapa necesitan dos operadores; uno para leer el extensómetro y registrar los datos y el otro para leer las variaciones de nivel en la bureta. Por lo demás, las manipulaciones deberán ajustarse a lo que sigue:

1. En un cierto tiempo registrado, se abre la válvula A completamente.
2. Se toman lecturas simultáneas del extensómetro y la bureta, en tiempos de 15 seg, 30 seg, 1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 1 h, 2 h, 4 h, etc., después de haberse iniciado el proceso de consolidación, por abrirse la válvul aA.
3. Trácense gráficas semilogarítmicas de lecturas del extensómetro y de la bureta contra los tiempos transcurridos (escala logarítmica), simultáneamente al proceso de consolidación.
4. Al llegar al 100% de consolidación primaria, lo cual se nota por definirse tramos rectos en las curvas de consolidación, pero en ningún caso antes de 24 h, se cierra la válvula A.

b) Etapa de carga axial y falla

Se seguirá el mismo procedimiento descrito para la prueba rápida.

XII-c.8. Procedimiento para la prueba lenta

a) Etapa de consolidación

El procedimiento es análogo al descrito en la sección **a**) del párrafo XII-c.7 de este Anexo.

b) Etapa de carga axial y falla

La carga axial se aplica en incrementos, permitiendo completo drenaje de la muestra en todo momento. La velocidad de apli-

cación de las cargas y la magnitud de los incrementos aplicados varían a lo largo de la prueba, sin que pueda establecerse una secuela definida. Los incrementos de carga iniciales pueden ser grandes, posiblemente de un cuarto de la carga de falla prevista, dejando aplicado cada uno hasta obtener, por lo menos, un 75% de consolidación primaria. Después los incrementos deben ser de mucha menor magnitud y debe dejarse que cada uno obre durante 24 h por lo menos. Al principio no se requiere obtener curvas de consolidación más que para verificar el haber alcanzado la consolidación primaria deseada, a menos que exista una razón especial para trazarlas. No obstante, al final de la prueba sí es preciso disponer de frecuentes lecturas del extensómetro y la bureta, para poder calcular el área corregida de la sección transversal de la muestra. Deben tenerse registros frecuentes de la presión imperante en la cámara y de la temperatura del cuarto.

XII-c.9. Cálculos

a) Prueba rápida

Dibújese la curva esfuerzo-deformación unitaria. El área corregida se calcula con la ecuación:

$$A = \frac{100\,A_0}{100 - \text{Deformación}\ (\%)} \qquad (12\text{-c.}1)$$

Donde A_0 es el área de la sección transversal de la muestra al inicio de la prueba.

Téngase en cuenta para comprender la expresión (12-c.1) que el volumen inicial de la muestra se supone igual al final; por lo tanto, si l_0 es la longitud inicial de la muestra, se tendrá:

$$A_0\, l_0 = (l_0 - \text{deformación total})\ A$$

Entonces:

$$A = \frac{A_0\, l_0}{l_0 - \text{def}}$$

Si l_0 se toma como 100% y la deformación es la unitaria, se llega de inmediato a la expresión (12-c.1).

También se trazará el Círculo de Mohr correspondiente a los esfuerzos en el instante de falla, σ_3, igual a la presión hidrostática y σ_1 igual a σ_3 más el esfuerzo desviador aplicado por el vástago. Si se ejecutan varias pruebas rápidas, trácese la envol-

vente a los diversos círculos de Mohr obtenidos (uno de cada prueba).

b) Prueba rápida-consolidada

El área corregida de la muestra al fin de la primera etapa, que es inicial para la segunda etapa de carga, se calculará con la expresión:

$$A_0 = \frac{V - \Delta V}{H - \Delta H} \tag{12-c.2}$$

Donde:

V = Volumen original del espécimen
ΔV = Cambio de volumen, registrado en la bureta
H = Altura original de la muestra
ΔH = Cambio de altura de la muestra, registrado por el extensómetro.

En la segunda etapa deberá calcularse el área de la muestra correspondiente a cada incremento de carga aplicado, mediante la fórmula (12-c.1); con ello podrán trazarse las curvas esfuerzo-deformación. Trácese el Círculo de Mohr de falla. Si se hacen varias pruebas, trácese la envolvente a los círculos obtenidos.

c) Prueba lenta

El área en el momento de la falla podrá calcularse con la expresión (12-c.2); así podrá calcularse el esfuerzo desviador. Trácese el Círculo de Mohr correspondiente y la envolvente de falla, si se efectúan varias pruebas.

XII-c.10. **Desarme del aparato en conjunto**

Deberán seguirse los siguientes pasos:

1. Colóquese la cámara triaxial en un recipiente grande y aflójense las tuercas de la placa metálica superior, permitiendo que el agua fluya en el recipiente. La cámara puede vaciarse también abriendo la válvula de la placa superior, permitiendo el paso de aire y sacando el agua por la válvula de la placa inferior; empero este procedimiento es mucho mas lento.
2. Quítese la placa metálica superior, las barras de armado entre las placas y el cilindro de lucita.
3. Desenróllense los hilos elásticos de la base y el cabezal de lucita; dóblense los extremos de la membrana otra vez sobre el espécimen y retírese la muestra.

4. Quítesele al espécimen la membrana impermeable rolándola a partir de un extremo y prepárese un esquema del espécimen fallado. Si hay un plano de falla claramente definido, mídase su inclinación con un transportador de ángulos. Esta inclinación puede alterarse muy sensiblemente por deformación excesiva después de la falla.
5. Obténgase el peso húmedo de la muestra, séquesela en un horno y obténgase su peso seco. Calcúlese el contenido de agua al principio y al final de la prueba. La pérdida de agua entre los estados final e inicial debe compararse con el registro de la bureta; si existen discrepancias serias entre estas fuentes de información podrá deberse a flujo a través de la membrana o a alguna otra dificultad.
6. Séquese la membrana impermeable, rociándola con polvo de talco. Límpiese y ármese de nuevo el aparato.

XII-c.11. **Medidas de presión neutral**

a) Equipo

Las cámaras triaxiales modernas, como las del tipo aquí descrito, pueden usarse para medición de presión neutral durante la prueba, insertando, en la base de la bureta, un segmento corto de tubo capilar de lucita (fig. XII-c.2) y conectando una línea de presión de aire (fig. XII-c.1) al extremo superior de la bureta. Esta línea conduce a un sistema de válvulas de control y manómetros que permiten un buen ajuste de la presión neutral del agua intersticial.

b) Procedimiento para la prueba rápida-consolidada

Se ceñirá a lo que sigue:

1. Con el aparato triaxial completamente armado y con la válvula que conecta la bureta con el espécimen usado, se somete a la bureta a una presión inicial, u_{n0}, de 0.5 Kg/cm^2, aproximadamente. Esta presión neutral inicial sirve para mantener la saturación completa.
2. En seguida aplíquese presión a la cámara de modo que en ella se tenga el valor deseado de σ_3, más la presión u_{n0}.
3. Abrase la válvula de comunicación entre la bureta y el espécimen y léase el extensómetro y el nivel de la bureta a intervalos convenientes. Se debe permitir que la muestra alcance el 100% de consolidación primaria y preferentemente déjense transcurrir 24 h después de que tal punto sea alcanzado, a fin de hacer mínimos los efectos de la consolidación secundaria.

4. El nivel del agua en la bureta debe bajarse ahora hasta la sección capilar, entreabriendo la válvula D con cuidado y cerrando previamente las B y C. Una vez logrado esto, deberá cerrarse la válvula D y abrirse las B y C. A continuación, se aplican al espécimen incrementos de carga axial, con intervalos de 3 a 5 min. Las válvulas del dispositivo de presión neutral deben ajustarse continuamente de modo que el menisco en la sección capilar ni ascienda, ni descienda. Deberán hacerse observaciones continuas hasta que la muestra falle. Los manómetros del dispositivo de presión neutral dan automáticamente las presiones necesarias para contrarrestar la desarrollada en el agua intersticial de la muestra, de modo que el menisco no se mueva.

Hoy en día existen métodos prácticamente más precisos para medir presiones neutrales que el aquí descrito, pero estos métodos son también generalmente más complicados y posiblemente aún no se justifican más que en labor de investigación o en casos especiales.

B. **Prueba de compresión simple**

XII-c.12. **Introducción**

La prueba de compresión simple es la más usada en los laboratorios de Mecánica de Suelos para los trabajos de rutina. Esta prueba tiene la ventaja de ser de fácil realización y de exigir equipo relativamente sencillo, en comparación con las pruebas triaxiales. Sin embargo, una correcta interpretación de sus resultados es más difícil que en el caso de las pruebas triaxiales, si se desea ir al fondo de los mecanismos de falla que tienen lugar; por el contrario, los resultados de la prueba son de fácil aplicación a los trabajos de rutina, por lo menos en apariencia, pero es recomendable que las conclusiones que se deriven de esta prueba vayan siempre sancionadas por un especialista. La prueba queda circunscrita a arcillas y suelos *cohesivos,* pues en las arenas y suelos arenosos no es posible el labrado de las muestras.

XII-c.13. **Equipo**

Una báscula de carga u otro aparato que cubra sus fines.
Cortador para el espécimen, segueta de alambre, etc.
Recipientes para determinación del contenido de agua.
Extensómetro.

Balanza.
Cilindro metálico y demás equipo para preparar un espécimen de suelo remoldeado, si ese es el caso.

XII-c.14. Preparación de la muestra

a) Especímenes de suelo inalterado
Córtense prismas de unos 5 cm de lado de base y unos 12 ó 13 cm de longitud de la arcilla inalterada. Con un cortador y una segueta de alambre afínense los especímenes hasta su forma definitiva cilíndrica de 3.6 cm de diámetro de base, y 9 cm de altura. El material producto del labrado debe conservarse, protegiéndolo del secado.

b) Especímenes de suelo remoldeado

Remoldéese la arcilla a mano hasta formar una masa homogénea, sin grumos, de material inalterado. Prepárese un fragmento de tubo de bronce o latón y una placa de vidrio, aceitándolas ligeramente. Con la arcilla fórmese una bola del tamaño de una nuez y colóquese ésta dentro del cilindro colocado sobre la placa de vidrio; apisónese el material. Estas operaciones han de repetirse hasta llenar el molde. Finalmente, extráigase el espécimen del molde.

XII-c.15. Protección de la muestra contra la evaporación

Aun en pruebas de sólo unos minutos de duración, es conveniente proteger a los especímenes contra la evaporación; para ello existen muchos métodos, algunos de los cuales se mencionan a continuación, ordenados de menor a mayor efectividad:

1. Envuélvase la muestra en una toalla de papel húmeda, sin que quede ceñida.
2. Cúbrase el espécimen con una capa delgada de grasa.
3. Enciérrese el espécimen en una cámara cerrada con agua en el fondo.
4. Cúbrase el espécimen con una membrana de hule delgado.
5. Envuélvase el espécimen con dos membranas de hule y una capa de grasa a prueba de agua entre ellas, sumergiendo el conjunto totalmente en agua.

XII-c.16. Procedimientos de prueba

Los métodos de prueba dependen del equipo de carga disponible; a continuación, se detallan los dos casos más comunes. Sin embargo, como criterio general es de señalar que es conveniente que la prueba dure de 5 a 10 min. Si la carga se aplica en incrementos, esto puede lograrse haciendo obrar cada minuto valores del orden de $\frac{1}{5}$ a $\frac{1}{10}$ de la carga de falla estimada (al hacer esta estimación debe tenerse presente que la resistencia de las arcillas remoldeadas, en general, es mucho menor que la de las mismas en estado inalterado).

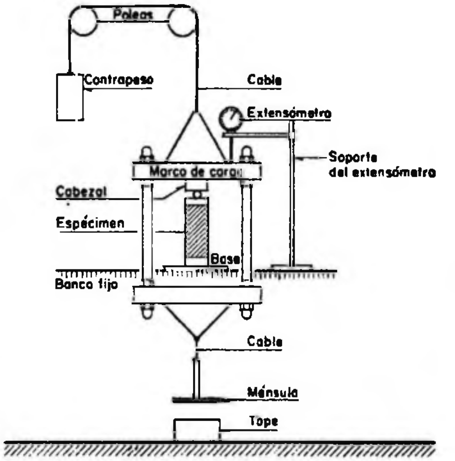


FIG. XII-c.4. *Esquema de un aparato con aplicación de carga directa para prueba de compresión simple*

Un aparato portátil de piñón y cremallera o de plataforma de carga con tornillo de avance es recomendable para adquirir a priori una idea de la resistencia del material a probar y de los incrementos de carga a usar en una prueba más ambiciosa; este aparato sencillo puede usarse, por ejemplo en el campo, para determinaciones toscas de las resistencias a la compresión simple de las arcillas.

En pruebas con deformación controlada deberá trabajarse con una velocidad tal que la prueba dure el mínimo tiempo señalado.

a) Procedimiento de prueba con aplicación directa de la carga. (Esfuerzo controlado.)

El procedimiento se ajustará a lo que sigue:

1. Móntese el espécimen, con su base y cabezal ya instalados bien centrado bajo el marco de carga.
2. Colocando una pequeña pesita en la ménsula, asegúrese un buen contacto entre el espécimen y el marco de carga, a través del balín y la placa del cabezal. Verifíquese previamente que el peso del marco de carga está correctamente balanceado por el contrapeso.

3. Móntese un extensómetro sensible al centésimo de milímetro en su soporte, adosado al marco de carga. Ajústese a una lectura inicial de cero.
4. Echese a andar un cronómetro y, simultáneamente, apliquese el primer incremento de carga a la ménsula. Inmediatamente antes de aplicar el siguiente incremento de carga deberá observarse y registrarse la lectura del extensómetro. Cada incremento de carga debe aplicarse durante un minuto y la lectura del extensómetro debe hacerse 5 seg antes de aplicar el siguiente.
5. Conforme la muestra se acerque a la falla deberá ser cuidadosamente observada para detectar sus grietas o posibles planos de falla y otros puntos de interés.
6. Si la muestra falla bruscamente regístrese el tiempo transcurrido tras la aplicación del último incremento de carga; después quítense las pesas de la ménsula. Si no hay falla brusca, la prueba se dará por terminada al sufrir la muestra una deformación unitaria del orden de 20%.
7. Quítese la muestra del aparato y hágase un esquema de su falla y agrietamientos a una escala correcta.
8. Córtese una laja delgada, de unos 3 mm de espesor, paralela al plano de falla, para determinación del contenido de agua. El resto del espécimen se pondrá a secar para el mismo fin.
9. Calcúlese las deformaciones correspondientes a los diferentes esfuerzos, según los datos observados, calculando con áreas corregidas y dibújese un diafragma esfuerzo-deformación.

b) Procedimiento de prueba con báscula de carga (deformación controlada).

El método se ceñirá a los siguientes pasos:

1) Colóquese sobre la plataforma de la báscula de carga una placa metálica redonda, con dos brazos verticales entre los que va el puente para instalar el extensómetro; sobre esa base colóquese una placa destinada a soportar directamente al espécimen.
Sobre dicho espécimen otra placa delgada hace el papel de cabezal, en el cual se apoyará, a través de un balín, el marco móvil de carga. La colocación de todos esos objetos hará que la aguja de la carátula de la báscula abandone su posición original de lectura cero; por medio de los pesos situados en los brazos horizontales de la báscula, deberá volverse dicha aguja a su posición original. En este momento la báscula está lista para la prueba.

2) Céntrese bien el espécimen bajo el marco móvil, cuidando que el balín transmisor resulte perfectamente axial. Acciónese manualmente las palancas que mueven el marco móvil hasta lograr el contacto con el cabezal de la muestra, a través del balín; éste se hace notorio por un pequeño desplazamiento de la aguja de la carátula de la báscula, la cual deberá de colocarse en cero otra vez accionando ligeramente en sentido inverso el mismo control manual.

3) Móntese el extensómetro y ajústese su carátula en lectura cero.

4) Conéctese el mecanismo eléctrico de la báscula y échese a andar el mecanismo de aplicación de carga simultáneamente con un cronómetro. El marco de carga desciende ahora a una velocidad uniforme, comprimiendo al espécimen contra la plataforma, con lo cual la carátula de la báscula marcará las cargas aplicadas progresivamente.

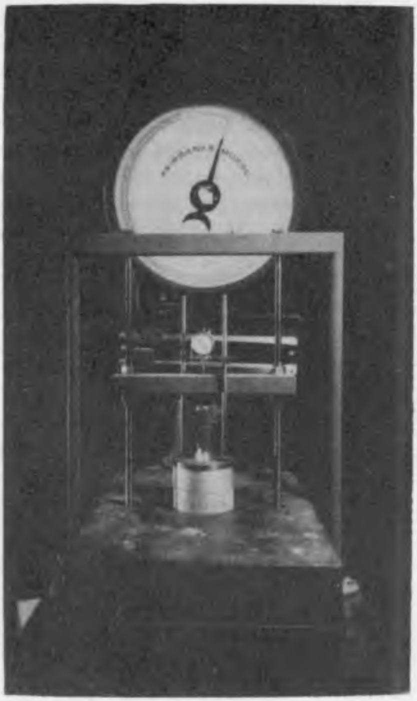


FIG. XII-c.5. *Aparato de compresión simple de deformación controlada. (Laboratorio de Ingeniería de Suelos de la Secretaría de Obras Públicas, México)*

5. Deberán hacerse lecturas de la carga aplicada a cada milímetro de deformación, según indicación del extensómetro. Esta frecuencia puede variarse de acuerdo con la mayor o menor rigidez del espécimen; en los especímenes más rígidos es recomendable una frecuencia mayor. La velocidad de deformación es frecuentemente de 1 mm por minuto, sin embargo pueden precisarse velocidades menores cuando se prueben muestras muy rígidas, de manera que la prueba dure un tiempo comprendido entre los 5 y 10 min ya señalados.
6. Conforme la muestra se acerque a la falla deberá ser observada cuidadosamente para detectar sus grietas, planos de falla u otros puntos de interés.

7. Por lo general, la falla del espécimen está señalada por un regreso en la aguja de la carátula de la báscula, tanto mayor cuanto la falla sea más típicamente frágil. El instante en que esto ocurra debe ser registrado. Después deberá continuarse la prueba haciendo lecturas en la forma normal, hasta obtener algunos valores para la curva esfuerzo-deformación en la zona adelante de la carga máxima. La prueba deberá suspenderse al alcanzar la muestra una deformación unitaria del orden del 20%. Si no se define una falla típica, deberá también suspenderse la prueba al llegar al mismo límite de deformación.
8. Ejecútense las etapas 7), 8) y 9) de XII-c.16.a relativas a pruebas de esfuerzo controlado.

XII-c.17. **Errores posibles**

La elección de la magnitud de los incrementos de carga aplicados o de la velocidad de aplicación de la carga pueden influir en la forma de la curva esfuerzo-deformación y en el valor de la resistencia última.

El labrado del espécimen y la prueba deben realizarse en un cuarto húmedo para evitar evaporación.

Por un ajuste impropio de la base o el cabezal con el espécimen pueden tenerse errores en las lecturas del extensómetro y en la vrticalidad de las muestras; en arcillas duras y frágiles es aconsejable cabecear los especímenes antes de la prueba.

C. **Prueba triaxial al vacío en arenas**

XII-c.18. **Introducción**

El objeto de esta prueba es la determinación de las características esfuerzo-deformación y resistencia de una arena sujeta a esfuerzos cortantes producidos al variar los esfuerzos principales que actúan en un espécimen cilíndrico de arena.

Los esfuerzos principales menor e intermedio (iguales) se generan aplicando un vacío a la arena.[7 y 8]

XII-c.19. **Equipo de prueba y dimensiones de la muestra**

La prueba no requiere equipo especial complicado y un laboratorio equipado para hacer pruebas de compresión simple y triaxiales puede realizarla. Algunos detalles especiales resaltarán al leer lo que sigue.

El espécimen es del mismo tipo del usado en pruebas triaxiales o de compresión simple, pero sus dimensiones lineales deben ser ahora mayores, por ejemplo del orden del doble.

XII-c.20. **Procedimiento de prueba**

La prueba se ajustará a lo siguiente:

1) Obténgase el peso de una cantidad de arena secada al horno suficiente para efectuar la prueba.
2) Colóquese el extremo inferior de una membrana cilíndrica de hule de tamaño adecuado abrazando la base sobre la que irá el espécimen y fíjese esa posición enrollando hilo elástico fuertemente en torno a la membrana y la base.
3) En torno a la membrana cilíndrica de hule colóquense dos semicilindros metálicos que puedan atornillarse uno a otro firmemente; éste será el molde que sirva para constituir el espécimen. El extremo superior de la membrana de hule deberá doblarse ahora sobre el filo del borde superior de ese molde. Asegúrese ese doblez también con hilo elástico.
4) Llénese el molde y la membrana con arena, en diez capas aproximadamente iguales, compactando cada capa con un pisón especial dejado caer de una altura de 7.5 cm. Para obtener una compacidad relativa uniforme en todo el espécimen es preciso aumentar el número de golpes por capa, según vaya aumentando el espesor de la muestra. Una secuencia de compactación como la siguiente ha resultado recomendable: 5, 7, 7, 9, 9, 11, 11, 13, 13 y 15 golpes, con un total de 100 golpes. Cada capa de arena debe colocarse cuidadosamente, con espesor uniforme y después ser compactada; el primer golpe y el último deben aplicarse en el centro del molde y el resto en las zonas periféricas, con espaciamiento uniforme.
5. La décima capa debe quedar, después de compactada, al ras del molde. Después colóquese al espécimen un cabezal, deshágase la doblez de la membrana sobre el borde superior del molde y colóquesela abrazando el cabezal, asegurando la nueva posición con hilo elástico.
6. Pésese la arena seca que haya sobrado.
7. Conéctese la base al tanque de vacío y aplíquese vacío a la muestra; para ello, la base debe estar perforada, permitiendo el paso de una línea de vacío.
8. Quítese el molde separando los dos semicilindros metálicos; la muestra permanecerá firme a causa del vacío aplicado.

9. Tómense por lo menos dos medidas de cada uno de los diámetros extremos y central del espécimen y de la altura del mismo.
10. Colóquese el espécimen así armado en la plataforma de una báscula de carga y procédase como en una prueba de compresión simple con deformación controlada.
11. Obténganse lecturas del diámetro del centro del espécimen a medida que la prueba se desarrolla. Al aumentar la deformación lateral estas medidas han de hacerse más frecuentemente.
12. Anótense los valores de la presión de vacío, que debe mantenerse constante durante la prueba.
13. Hágase un buen esquema final de la muestra en el que aparezca el tipo de falla.
14. Hágase cesar la acción del vacío, desármese el conjunto y mídase el espesor de la membrana de hule usada.
15. Dibújense gráficas del esfuerzo desviador ($\sigma_1 - \sigma_3$) contra la deformación axial y lateral y trácese el Círculo de Mohr correspondiente a la condición de falla.

XII-c.21. **Errores posibles**

La prueba se ve afectada frecuentemente por errores referentes a compactación no uniforme; fallas en el sistema de vacío; obtención de una falsa área corregida, por defecto de medidas; excentricidad de cargas por inclinación del cabezal; efecto confinante de la membrana de hule o errores humanos.

NOTAS: El presente Anexo se ha elaborado teniendó especialmente en cuenta las ideas impartidas por el profesor S.D. Wilson en su cátedra de la Universidad de Harvard, EUA.

Las formas para laboratorio correspondientes a las pruebas triaxial lenta y rápida-consolidada no se incluyen y pueden elaborarse como una combinación de las presentadas para Consolidación (Capítulo X) y para la prueba triaxial rápida.

OBRA ______________________

LOCALIZACION: ______________________

SONDEO Nº: __________ ENSAYE Nº __________

MUESTRA Nº: __________ PROF.: __________

DESCRIPCION: ______________________

____

(DEPENDENCIA)

COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

MEDIDAS DE LA MUESTRA:

D_s = __________ cm A_s = __________ cm^2 W_i = __________ gr FECHA: __________

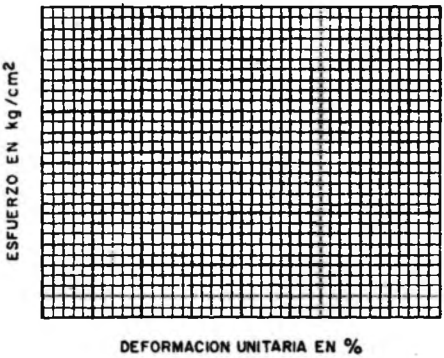
D_c = __________ cm A_c = __________ cm^2 V_i = __________ cm^3 OPERADOR: __________

D_i = __________ cm A_i = __________ cm^2 γ_m = __________ Ton/m^3 CALCULISTA: __________

H_m = __________ cm $A_m = \frac{A_s + 4A_c + A_i}{6} = \frac{\qquad}{6}$ = __________ cm^2

VELOCIDAD DE APLICACION DE LA CARGA: __________ σ_3 = __________ kg/cm^2

Tiempo transcurrido	Carga	Lectura extensómetro	Deformación total	Deformación unitaria	I-Deformación unitaria	Area corregida	Esfuerzo desviador	Contenido de agua	
min	kg	mm	mm	—	—	cm^2	kg/cm^2		
								Cápsula Nº	
								Peso cáp. + s. h.	
								Peso cáp. + s. s.	
								Peso agua	
								Peso cápsula	
								Peso suelo seco	
								w %	
								OBSERVACIONES:	
								Cápsula Nº	
								Peso cáp. + s. h.	
								Peso cap. + s. s.	
								Peso agua	
								Peso cápsula	
								Peso suelo seco	
								w %	
								OBSERVACIONES:	



NOTA: Area correg. = $\frac{Am}{I - Def.\ unit.}$

ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA:

OBSERVACIONES: ______________________

____

OBRA ______________________

LOCALIZACION: ______________________

SONDEO Nº: ________ ENSAYE Nº ________

MUESTRA Nº: ________ PROF.: ________

DESCRIPCION: ______________________

____

(DEPENDENCIA)

COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

MEDIDAS DE LA MUESTRA:

D_s = ________ cm A_s = ________ cm^2 W_i = ________ gr FECHA: ________

D_c = ________ cm A_c = ________ cm^2 V_i = ________ cm^3 OPERADOR: ________

D_i = ________ cm A_i = ________ cm^2 γ_m = ________ Ton/m^3 CALCULISTA: ________

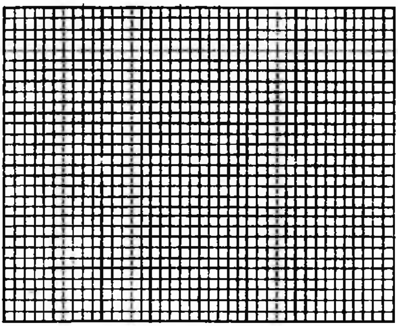
H_m = ________ cm $A_m = \frac{A_s + 4A_c + A_i}{6} = \frac{\qquad}{6}$ = ________ cm^2

VELOCIDAD DE APLICACION DE LA CARGA: ________ σ_3 = ________ kg/cm^2

Tiempo transcurrido	Carga	Lectura extensómetro	Deformación total	Deformación unitaria	1-Deformación unitaria	Area corregida	Esfuerzo desviador
min	kg	mm	mm	—	—	cm^2	kg/cm^2

Contenido de agua	
Cápsula Nº	
Peso cáp. + s. h.	
Peso cáp. + s. s.	
Peso agua	
Peso cápsula	
Peso suelo seco	
w %	
OBSERVACIONES:	
Cápsula Nº	
Peso cáp. + s. h.	
Peso cap. + s. s.	
Peso agua	
Peso cápsula	
Peso suelo seco	
w %	
OBSERVACIONES:	

ESFUERZO EN kg/cm^2



DEFORMACION UNITARIA EN %

NOTA: $\text{Area correg.} = \frac{Am}{1 - \text{Def. unit.}}$

ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA:

OBSERVACIONES: ______________________

____

OBRA ____________________

LOCALIZACION ____________________

SONDEO Nº ________ ENSAYE Nº ________

MUESTRA Nº ________ PROF. ________

DESCRIPCION ____________________

____

(DEPENDENCIA)

COMPRESION SIMPLE

MEDIDAS DE LA MUESTRA

D_s = ________ cm A_s = ________ cm^2 W_i = ________ gr FECHA: ________

D_c = ________ cm A_c = ________ cm^2 V_i = ________ cm^3 OPERADOR: ________

D_i = ________ cm A_i = ________ cm^2 γ_m = ________ Ton/m^3 CALCULISTA: ________

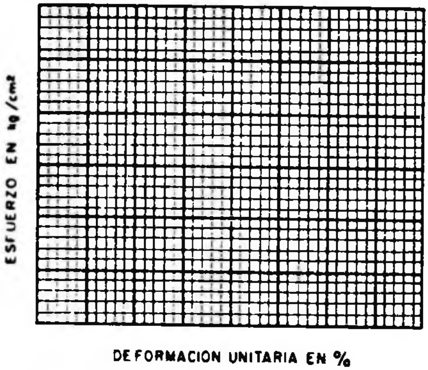
H_m = ________ cm $A_m = \frac{A_s + 4A_c + A_i}{6} = \frac{\qquad}{6}$ = ________ cm^2

VELOCIDAD DE APLICACION DE LA CARGA ____________________

Tiempo transcurrido	Carga	Lectura extensómetro	Deformación total	Deformación unitaria	1-Deformación unitaria	Area corregida	Esfuerzo
min	kg	mm	mm	—	—	cm^2	kg/cm^2

Contenido de agua	
Cápsula Nº	
Peso cáp. + s.h.	
Peso cáp. + s.s.	
Peso agua	
Peso cápsula	
Peso suelo seco	
W %	

OBSERVACIONES:



NOTA: Area correg. = $\frac{Am}{1\text{-Def. unit.}}$

ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA:

OBSERVACIONES ____________________

____

OBRA: ____________________

LOCALIZACION: ____________________

SONDEO Nº: ________ ENSAYE Nº ________

MUESTRA Nº: ________ PROF.: ________

DESCRIPCION: ____________________

____

(DEPENDENCIA)

COMPRESION TRIAXIAL AL VACIO

MEDIDAS DE LA MUESTRA:

D_s = ________ cm A_s = ________ cm^2 W_i = ________ gr FECHA: ________

D_c = ________ cm A_c = ________ cm^2 V_i = ________ cm^3 OPERADOR: ________

D_i = ________ cm A_i = ________ cm^2 γ_m = ________ Ton/m^3 CALCULISTA: ________

H_m = ________ cm $A_m = \frac{A_s + 4A_c + A_i}{6} = \frac{________}{6} = ________$ cm^2

VACIO APLICADO ________ cmHg $\sigma_3 = 0.0136 \times$ ________ = ________ kg/cm^2

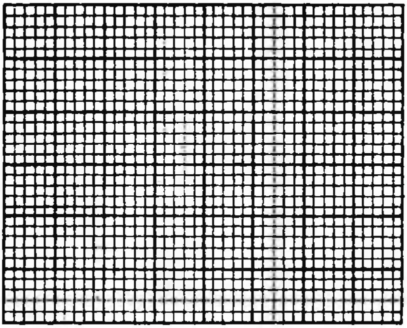
VELOCIDAD DE APLICACION DE LA CARGA ____________________

Tiempo transcurrido	Carga	Lectura extensómetro	Deformación total	Deformación unitaria	1-Deformación unitaria	Area corregida	Esfuerzo desviador
min	kg	mm	mm	—	—	cm²	kg/cm²

Peso arena seca	
Cápsula Nº	
Peso cápsula	
Peso inicial cap. + + arena	
Peso final cap. + + arena	
Peso arena	

OBSERVACIONES:

ESFUERZO EN kg/cm2



DEFORMACION UNITARIA EN %

NOTA: Area correg. = $\frac{Am}{1-Def\ unit}$

ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA:

OBSERVACIONES: ____________________

ANEXO XII-d

Preconsolidación inducida en pruebas de compresión triaxial rápidas-consolidadas

En pruebas rápidas-consolidadas hechas con medición de la presión neutral en suelos saturados, normalmente consolidados se encuentra sistemáticamente que los círculos de esfuerzos efectivos de falla no son tangentes a la línea "*L*", recta, obtenida de pruebas lentas, sino que dichos círculos cortan a esa línea, indicando una mayor resistencia del suelo. Aparentemente este efecto es contradictorio con respecto a ideas expuestas en el curso de este Capítulo, pero la contradicción desaparece si se toma en cuenta el hecho de que en una prueba rápida-consolidada la muestra está realmente preconsolidada en el instante de falla incipiente, a pesar de que la presión de la cámara que se haya empleado sea mayor que la carga de preconsolidación del suelo, debido a que durante la aplicación del esfuerzo desviador los esfuerzos efectivos en la muestra disminuyen por la aparición de la presión neutral, habiendo estado entonces el suelo sujeto a otros mayores en el final de la primera etapa de la prueba. La sencilla explicación mencionada al hecho experimental descrito es debida al Dr. A. Casagrande y al Prof. S.D. Wilson[9] y la exposición que sigue está construida siguiendo los lineamientos de esos distinguidos investigadores.

Como se vio al efectuar una prueba lenta con presiones de cámara mayores que la carga de preconsolidación natural del suelo, la envolvente a los círculos de falla resulta una recta (Línea "*L*") y el ángulo ϕ que esta línea forma con la horizontal puede calcularse con la ecuación:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = tg^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \qquad (11\text{-}22)$$

Si los esfuerzos dados por el agua en la cámara son inferiores a la carga de preconsolidación, la envolvente es una curva que se desarrolla arriba de la prolongación de la línea "*L*", lo cual produce una relación de esfuerzos principales mayor que la dada por la ecuación (11-22).

En la prueba rápida-consolidada los esfuerzos neutrales de la segunda etapa pueden medirse durante la ejecución; ello permite calcular los esfuerzos efectivos en el instante de falla incipiente:

$$\bar{\sigma}_3 = \sigma_3 - u$$
$$\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_3 + p'_c$$

Es decir, el esfuerzo efectivo $\bar{\sigma}_3$ en el momento de la falla es considerablemente menor que el esfuerzo σ_3 a que la muestra se consolidó

durante la primera etapa, o sea, en realidad la prueba está siendo efectuada, en lo que a la segunda etapa se refiere, sobre un suelo preconsolidado. Por ello no es sorpresivo que la relación de esfuerzos principales en la falla resulte mayor que la determinada en prueba lenta.

Para un análisis más serio de lo que ocurre en la muestra durante la etapa de carga axial en una prueba rápida-consolidada, se hace necesario recurrir al concepto de curva vectorial, que se expone inmediatamente.

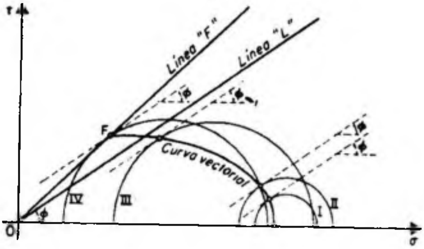


FIG. XII-d.1. *Curva vectorial obtenida en una prueba rápida-consolidada*

Considérese una prueba rápida-consolidada con mediciones de presión neutral. Se trata de analizar la variación de los esfuerzos normales efectivos y los tangenciales durante la aplicación del esfuerzo desviador. Se supone que previamente ha sido determinada la línea "*L*" del suelo y por lo tanto, se conoce el valor del ángulo ϕ de fricción interna. Si se trazan ahora diversos círculos de esfuerzos efectivos, correspondientes a distintos momentos de la segunda etapa de la prueba, se podrán determinar en cada uno de ellos los esfuerzos normal y cortante actuantes en el plano potencial de falla, simplemente encontrando el punto de tangencia de cada uno con rectas inclinadas al ángulo ϕ ó, alternativamente, trazando por el polo de cada uno líneas a $45° + \phi/2$, como se ilustra en la fig. XII-d.1.

Si esos puntos se unen con una curva continua, se habrá trazado la curva vectorial del suelo en la prueba efectuada. Esta representa el lugar geométrico de los extremos de los vectores cuyas componentes normal y tangencial son los esfuerzos del mismo nombre en el plano potencial de falla. En la fig. XII-d.1 se han trazado cuatro círculos de Mohr. El círculo II se ha escogido de tal manera que su $\bar{\sigma}_1$ sea el máximo alcanzado en la prueba y el círculo IV tiene el mínimo $\bar{\sigma}_1$ alcanzado en la misma. Este último círculo es el de falla y el punto *F* representa las condiciones de esfuerzo en el plano crítico en el instante en que la falla se produce. Obsérvese la posición relativa de los círculos sucesivos: resulta así debido a que la presión neutral aumenta continuamente, haciendo que los círculos efectivos se desplacen hacia la izquierda, respecto a los correspondientes círculos totales; en el caso de la figura, el esfuerzo efectivo principal mayor en el momento de la falla es inclusive menor que el esfuerzo σ_3 a que fue consolidado el suelo al fin de la primera etapa de la prueba. Esto hace que todos los planos en el espécimen en el instante de falla estén en el intervalo de preconsolidación.

Si se ejecutan varias pruebas rápidas-consolidadas a distintas presiones de cámara se encontrará que la línea que une los diversos puntos *F* obtenidos también es una recta (línea "*F*") que pasa por el origen y que forma con la horizontal un ángulo mayor que ϕ. El Dr. Casagrande y el Prof. Wilson reportan una arcilla orgánica en que este nuevo ángulo resultó de 43° contra un $\phi = 34°$.

Por lo tanto, los círculos efectivos de falla no tienen por qué ser tangentes a la línea "*L*", en pruebas rápidas-consolidadas, sino que deben ser prácticamente tangentes a la línea *F* que puede determinarse según queda dicho.

En suelos normalmente consolidados es fácil notar que cuanto mayor sea la presión neutral desarrollada en la segunda etapa de una prueba rápida-consolidada, los círculos efectivos se desplazarán más hacia la izquierda y, por lo tanto, la curva vectorial resultará más tendida; si la presión neutral desarrollada es menor, la curva vectorial resulta más alzada. Según se vio, el valor de la presión neutral desarrollada depende fundamentalmente de la sensibilidad de la estructura del suelo a la deformación; cuanto mayor es ésta, mayor presión neutral desarrolla el agua de la muestra. Por lo tanto, una curva vectorial alzada indica un suelo de estructura poco sensible; la curva vectorial tendida indica, naturalmente, lo contrario. Obsérvese que cuando $u = 0$ (prueba lenta) la curva vectorial es una recta inclinada en ángulo $45 + \phi/2$.

ANEXO XII-e

Nociones sobre las características de esfuerzo-deformación y resistencia de las arcillas compactadas

Los suelos compactados caen naturalmente dentro del grupo de suelos parcialmente saturados, pues cuando se compacta un suelo es normal ponerlo antes en una humedad que no corresponde a la saturación total. La compactación de los suelos se discutirá con detalle en el Capítulo XIII de esta obra. Las propiedades que presente un suelo compactado dependerán de la intensidad de la compactación producida y ésta varía con el contenido de agua del suelo en el momento de la compactación; es normal referir la compactación del suelo al peso específico seco que alcanza al material compactado.

Para estudiar las presiones neutrales desarrolladas en muestras de suelo compactado durante la ejecución de pruebas triaxiales, se considerará una arcilla compactada hasta un mismo peso específico seco, pero en varias pruebas, con distintos contenidos de agua a los que corresponden diferentes grados de saturación.

Si a cada muestra se la somete a presiones hidrostáticas crecientes en la cámara de compresión triaxial, parte de esta presión será tomada por la estructura del suelo desde un principio, ya que éste puede comprimirse en la parte de vacíos llena por aire y parte será presión neutral. En la fig. XII-e.1 se presentan tres curvas reportadas por los Drs. A. Casagrande y R.C. Hirchfeld[10] para una cierta arcilla en los grados de saturación iniciales indicados.

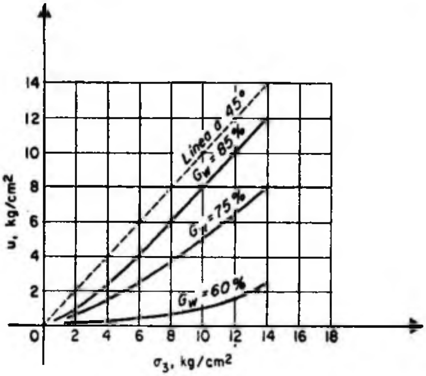


FIG. XII-e.1. *Forma de las curvas presión neutral-presión de cámara en suelos compactados*

En esa figura se observa que para grados de saturación decrecientes la desviación de las curvas aumenta respecto a una línea a 45°, que se considera la teórica para $G_w = 100\%$, pues en este caso toda la presión σ_3 debería ser tomada por el agua. La inclinación y desviación de esas curvas puede explicarse pensando en que conforme σ_3 aumenta es parcialmente transmitida al aire, el cual reduce su volumen y se disuelve en el agua en parte, resultando un aumento rápido del grado de saturación en el suelo. En la curva $G_w = 85\%$, el volumen de aire es pequeño y por ello entra en solución en el agua, bajo el efecto de presiones hidrostáticas relativamente bajas y, así, esa curva se parece, para presiones mayores, en una recta a 45°. En la figura se ve que la arcilla tratada en la investigación alcanzó la disolución total del aire para presiones σ_3 del orden de 5 Kg/cm². Por otra parte, en la curva de $G_w = 60\%$ puede verse que aun para presiones entre 10 y 14 Kg/cm² la pendiente es variable y diferente de la de la recta a 45°; ello indica que el grado de saturación es sustancialmente inferior todavía a 100%.

Las muestras objeto del experimento pueden probarse en prueba rápida; en la fig. XII-e.2 aparecen las envolventes obtenidas para ese caso, reportadas por los investigadores ya mencionados.

Comparando estas envolventes se observa que a mayores grados de saturación se acercan más a la forma recta horizontal propia de los suelos saturados. En el caso de las muestras con 85% de grado de saturación inicial, la envolvente es prácticamente horizontal para presiones mayores que 5 Kg/cm², en tanto que para el caso en que $G_w = 60\%$, la envolvente todavía sigue elevándose para valores de la presión normal mucho más altos. Se deduce que las muestras compactadas al 85% de grado de saturación inicial alcanzaron prácticamente la saturación

total rápidamente y su volumen ya no disminuyó al aumentar las presiones de cámara una vez alcanzada esa saturación; esto concuerda con el comportamiento de los suelos saturados. Las muestras compactadas con $G_w = 60\%$ no alcanzaron la saturación total dentro del intervalo de presiones reportado y, por ello, siguieron consolidándose en todo

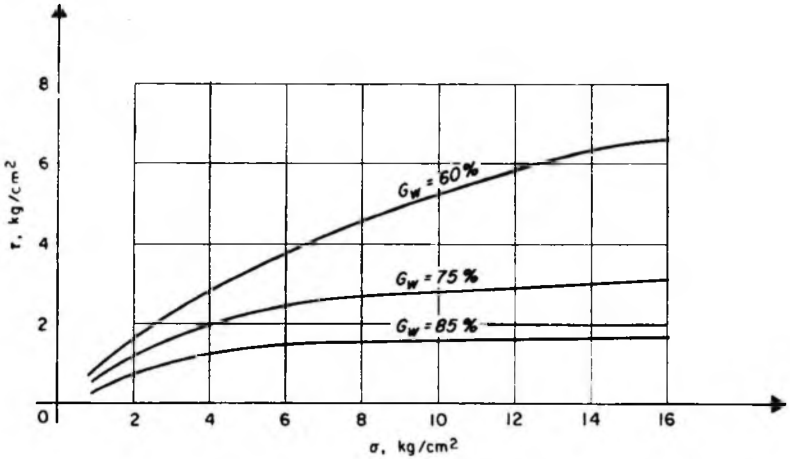


FIG.XII-e.2. *Forma de los envolventes de falla en prueba rápida realizada sobre una arcilla compactada*

momento al aumentar las presiones de cámara, con un incremento en el esfuerzo efectivo y en la resistencia exhibida.

En la referencia mencionada en este Anexo podrán verse más datos sobre el comportamiento de los suelos compactados.

ANEXO XII-f

Procedimientos teóricos para estimar la presión neutral desarrollada por un cambio rápido de los esfuerzos totales

En este Anexo se menciona, en primer lugar, una teoría reciente de A.W. Skempton usualmente conocida con el nombre de Teoría de Los Coeficientes A y B de presión neutral.[11] Esta teoría tiene por finalidad la determinación de la presión neutral desarrollada en una muestra de arcilla cuando varían los esfuerzos principales totales σ_1 y σ_3 y

es particularmente útil para conocer la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos en pruebas rápidas-consolidadas.

Skempton propone la fórmula:

$$\Delta u = B\,[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \qquad (12\text{-f}.1)$$

como medio para la valuación de u. Los coeficientes A y B, que aparecen en la expresión pueden obtenerse experimentalmente en una prueba rápida-consolidada y $\Delta\sigma_3$ y $\Delta\sigma_1$ se escogen, en general, de manera que representen el cambio de esfuerzos principales que tenga lugar en el problema práctico bajo estudio.

Considérese un elemento de suelo en equilibrio bajo una presión exterior p ejercida en todas direcciones; se considera a la muestra

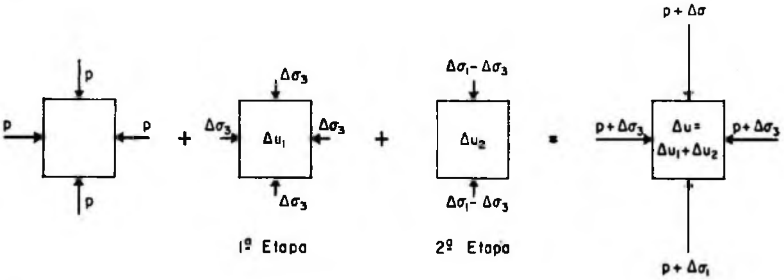


FIG. XII-f.1. *Etapas consideradas en la variación de los esfuerzos actuantes en un elemento de suelo*

totalmente consolidada bajo esa presión, o sea obra sobre la estructura del suelo. Si los esfuerzos varían se tendrá un incremento $\Delta\sigma_1$ en el esfuerzo vertical y otro, $\Delta\sigma_3$, en el esfuerzo lateral. Estos incrementos de esfuerzo pueden considerarse aplicados en dos etapas (fig. XII-f.1)

En la primera etapa se sujeta al elemento a un incremento de presión $\Delta\sigma_3$, igual en todas direcciones; en la segunda, actúa un esfuerzo desviador $\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$. Esos incrementos de esfuerzo exterior producirán en el elemento las presiones neutrales Δu_1 y Δu_2, respectivamente.

El coeficiente B se define como la relación que existe entre el aumento de presión neutral en la primera etapa y el aumento de esfuerzo exterior en esa etapa:

$$B = \frac{\Delta u_1}{\Delta\sigma_3} \qquad (12\text{-f}.2)$$

El coeficiente A, análogamente, se define con la expresión:

$$AB = \frac{\Delta u_2}{\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3} \qquad (12\text{-f}.3)$$

Los coeficientes A y B pueden analizarse también teóricamente en la forma que aparece abajo.

En la primera etapa, al aplicar $\Delta\sigma_3$, el esfuerzo efectivo comunicado a la estructura del suelo es:

$$\Delta\bar{\sigma}_3 = \Delta\sigma_3 - \Delta u_1$$

Si c_e representa la compresibilidad de la estructura del suelo, es decir, la deformación volumétrica unitaria por unidad de presión actuante, el decremento de volumen de un volumen V_m de suelo está dado por:

$$\Delta V_m = c_e V_m(\Delta\sigma_3 - \Delta u_1) \qquad (12\text{-f.}4)$$

Por otra parte, si c_f es la compresibilidad del conjunto fluido, agua + aire, que ocupa los vacíos del suelo y n es la porosidad de éste, el mismo decremento ΔV_m podrá también expresarse:

$$\Delta V_m = c_f\, n\, V_m\, \Delta u_1 \qquad (12\text{-f.}5)$$

Pues lo que la masa de suelo se comprime debe ser precisamente lo que se comprima el conjunto agua + aire que ocupa sus vacíos.

Igualando (12-f.4) y (12-f.5) se obtiene:

$$c_e(\Delta\sigma_3 - \Delta u_1) = c_f\, n\, \Delta u_1$$

$$\therefore \quad B = \frac{\Delta u_1}{\Delta\sigma_3} = \frac{1}{1 + n\dfrac{c_f}{c_e}} \qquad (12\text{-f.}6)$$

En suelos totalmente saturados c_f es mucho menor que c_e, pues el agua es prácticamente incompresible, por lo que B debe resultar igual a 1. Esta predicción teórica concuerda con los resultados experimentales considerados en el Anexo XII-e de este Captíulo. Por el contrario, en un suelo totalmente seco c_f es mucho mayor que c_e, pues el aire es mucho más compresible que la estructura del suelo, por lo que B debe resultar muy cercano a cero. En suelos parcialmente saturados B varía entre cero y uno, dependiendo del grado de saturación. Skempton reporta una arcilla en que, para $G_w < 80\%$, el coeficiente B se mantiene menor que 0.2, pero para grados de saturación arriba del 80%, la variación se hace muy abrupta, creciendo B muy rápidamente.

El cambio de presión neutral durante la segunda etapa de aplicación del esfuerzo desviador (fig. XII-f.1) puede también analizarse teóricamente. Los incrementos de esfuerzos efectivos debidos al esfuerzo desviador son:

$$\begin{aligned} \Delta\bar{\sigma}_1 &= (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) - \Delta u_2 \\ \Delta\bar{\sigma}_3 &= 0 - \Delta u_2 \end{aligned} \qquad (12\text{-f.}7)$$

En donde Δu_2 es, como ya se dijo, el incremento de presión neutral en la segunda etapa de variación de los esfuerzos actuantes sobre el elemento de suelo.

Si se supone momentáneamente que el suelo se comporta según la Teoría de la Elasticidad el decremento de volumen de la estructura del suelo debido a los anteriores esfuerzos efectivos será:

$$\Delta V_m = c_e V_m \frac{1}{3} (\Delta\bar{\sigma}_1 + 2\Delta\bar{\sigma}_3)$$

$$\therefore \quad \Delta V_m = c_e V_m \frac{1}{3} [(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) - 3\Delta u_2]$$

Por otra parte el decremento de volumen del compuesto agua + aire, igual al anterior, será:

$$\Delta V_m = c_f n V_m \ \Delta u_2$$

Igualando:

$$\Delta u_2 = \frac{1}{3} \frac{1}{1 + n\dfrac{c_f}{c_e}} (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

O sea:

$$\Delta u_2 = \frac{1}{3} B(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \qquad (12\text{-f.8})$$

Pero el comportamiento de los suelos no es acorde con la Teoría de la Elasticidad, en general, por lo que la ecuación (12-f.8) debe modificarse, pudiéndose escribir en la forma:

$$\Delta u_2 = BA(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \qquad (12\text{-f.9})$$

Donde un coeficiente A sustituye al valor 1/3, apartándose de tal valor tanto más cuanto el suelo se aparte del comportamiento elástico. El coeficiente A debe determinarse experimentalmente.

El incremento total de presión neutral será, por lo tanto:

$$\Delta u = \Delta u_1 + \Delta u_2 = B\Delta\sigma_3 + BA(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

$$\therefore \quad \Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \qquad (12\text{-f.1})$$

Que es la ecuación que se escribió al principio de este Anexo.

Para el caso de suelos totalmente saturados la ecuación (12-f.4) se reduce a:

$$\Delta u = \Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \qquad (12\text{-f.10})$$

Para un suelo dado el coeficiente A varía con los esfuerzos y las deformaciones. En la Tabla 12-f.1 aparecen algunos valores experimentales de A, medidos en el instante de la falla de muestras del suelo mencionado.

TABLA 12-f.1

TIPO DE ARCILLA	A
Arcillas de alta sensibilidad	¾ a 1½
Arcillas normalmente consolidadas	½ a 1
Arcillas arenosas compactadas	¼ a ¾
Arcillas ligeramente preconsolidadas	0 a ½
Gravas arcillosas compactadas	—¼ a ¼
Arcillas fuertemente preconsolidadas	—½ a 0

Los valores de A concuerdan razonablemente con las discusiones establecidas en este Capítulo. Por ejemplo, en el caso de arcillas de alta sensibilidad, la degradación de la estructura bajo deformación hace que se desarrollen presiones neutrales altas e inclusive mayores que el esfuerzo desviador aplicado, por lo que $A(\Delta u/\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$ deberá ser o cercano a 1 o aún mayor, como resulta en la experiencia. En el caso de arcillas fuertemente preconsolidadas, en el otro extremo, la deformación bajo el esfuerzo desviador libera en la estructura capacidad de expansión, por lo cual la presión neutral generada resulta tensión, lo que da valores negativos para A.

D.J. Henkel[12] propone otra expresión para estimar la presión neutral desarrollada en una masa de arcilla al variar el estado de esfuerzos a que se encuentra sometida. Esta expresión tiene la ventaja sobre la de Skempton de que toma en cuenta el valor del esfuerzo principal intermedio.

La ecuación de Henkel para Δu está en función del promedio de la variación de los esfuerzos normales y de la variación de los esfuerzos cortantes y tiene la forma:

$$\Delta u = \frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3} +$$

$$+ \frac{a}{3} \Delta \left[\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \right] \qquad \text{(12-f.11)}$$

o más brevemente

$$\Delta u = \Delta\sigma + a\Delta\tau \qquad \text{(12-f.12)}$$

Donde σ_1, σ_2 y σ_3 son los esfuerzos principales totales, a es un parámetro que mide la contribución de los esfuerzos cortantes al des-

arrollo de la presión neutral y σ y τ son los esfuerzos normal y cortante octaédricos, definidos por las expresiones

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$$

$$\tau = \frac{1}{3}\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad (12\text{-f.}12)$$

Como ya se indicó (Anexo XI-a), los esfuerzos octaédricos así definidos representan físicamente a los esfuerzos normal y tangencial actuantes en el plano octaédrico, que es aquel que posee la misma inclinación respecto a las tres direcciones principales de esfuerzo.

Debe notarse que en la expresión de Henkel, el valor de a depende también del grado de preconsolidación de la arcilla, pero en este caso el autor no ha proporcionado intervalos de variación del parámetro.

Por su parte, Juárez Badillo ha propuesto una teoría que también permite estimar la presión de poro desarrollada dentro de un espécimen en una cámara triaxial. Esta teoría hace uso de dos parámetros, que él denomina α y β, razón por la cual y tomando como antecedente la teoría de Skempton atrás descrita, dicha teoría puede ser llamada *Teoría de los coeficientes* α y β. Primeramente se expondrá este trabajo para suelos normalmente consolidados y posteriormente se extenderá a suelos preconsolidados.[15]

La teoría ha sido desarrollada en función de los esfuerzos normal y tangencial octaédrico recién definidos por la ec. 12-f.12 y de un parámetro adicional ν, denominado *factor de distribución de esfuerzos cortantes,* que permite definir el estado de esfuerzos en un punto de la masa de suelo. El concepto involucrado en ν no se describirá a fondo en este lugar, porque en una prueba triaxial estándar permanece constante; baste decir que ν depende de la posición relativa del esfuerzo principal intermedio (σ_2) respecto a los otros dos esfuerzos principales. Así ν es constante en pruebas triaxiales de compresión, donde $\sigma_2 = \sigma_3$ siempre y es también constante, aunque con otro valor, en pruebas de extensión, en que siempre se cumple $\sigma_2 = \sigma_1$.

Imagínese un espécimen de arcilla saturada, normalmente consolidada bajo un esfuerzo isotrópico, en la cámara σ_c. Si ahora se aumenta el esfuerzo exterior en una magnitud igual en todas direcciones, el incremento en la presión de poro será igual a ese incremento en el esfuerzo exterior (ya que la compresibilidad del agua es prácticamente nula comparada con la de la estructura de la arcilla). En este caso se tiene que:

$$\Delta u = \frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3} = \Delta\sigma$$

es decir el incremento de presión de poro es igual al incremento de presión octaédrica.

Imagínese ahora que el incremento de esfuerzo se efectúa únicamente en la dirección vertical. Este caso es el más usado en pruebas triaxiales de compresión. Ahora al aumentar el esfuerzo axial aumentan tanto el esfuerzo normal octaédrico como el esfuerzo cortante octaédrico. La presión de poro puede pensarse como constituída de dos partes. La primera parte corresponde al aumento en presión normal octaédrica y será igual en magnitud a dicho incremento. La segunda parte, en esta teoría, no es atribuible directamente al esfuerzo cortante octaédrico, como sucede en la expresión propuesta por Henkel, sino que se atribuye al efecto de σ_c actuando ahora en una estructura deformada angularmente por efecto de los esfuerzos cortantes. En otras palabras, al deformarse angularmente la muestra de arcilla por efecto del esfuerzo octaédrico actuante, su capacidad para soportar el esfuerzo isotrópico σ_c se supone disminuida en tal forma que el agua tiene que ayudar a dicha estructura a soportar parte de σ_c. Conforme la prueba triaxial progresa mayores serán los esfuerzos cortantes y mayor *ayuda* deberá prestar el agua a soportar σ_c. Así, en la falla, una parte de σ_c, tal como $\alpha\sigma_c$ (con $\alpha < 1$) ha sido transferida de la estructura al agua. Entonces en el momento de la falla la expresión que da Δu podrá ponerse:

$$\Delta u = \Delta\sigma + \alpha\sigma_c \qquad (12\text{-f.}13)$$

Como en el caso de la prueba descrita:

$$\Delta\sigma = \frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3} \qquad (12\text{-f.}14)$$

ya que ahora $\Delta\sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_3$ y $\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3 = 0$, pues sólo se incrementó el esfuerzo axial vertical, puede, por tanto, escribirse:

$$\Delta u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3} + \alpha\sigma_c \qquad (12\text{-f.}15)$$

En la teoría descrita se hace ahora la hipótesis de que σ es una constante física del material, independiente de σ_c. La génesis de la hipótesis es principalmente la intuición de su autor.

El primer sumando del segundo miembro de la expresión 12-f.15 cambiará cuando cambie la forma de efectuar la prueba; por ejemplo, hoy es frecuente sobre todo en trabajos de investigación, realizar pruebas de compresión triaxial disminuyendo los esfuerzos laterales sobre

el espécimen y dejando el axial constante. En tal caso la expresión 12-f.15 se transformará en:

$$\Delta u = -\frac{2}{3} (\sigma_1 - \sigma_3) + a\sigma_c \qquad (12\text{-f.}16)$$

Ya que en este caso $\Delta\sigma_1 = 0$ y $\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3 = -(\sigma_1 - \sigma_3)$

La teoría en estudio propone además una expresión para la presión de poro en cualquier instante del proceso de carga de la prueba; esta expresión contiene a una función correctora a la que se ha llamado función de sensitividad y puede escribirse:

$$\Delta u = \Delta\sigma + a\sigma_c y \qquad (12\text{-f.}16)$$

donde y es la función de sensitividad que debe ser nula al iniciar la prueba, cuando la muestra no ha sufrido distorsión alguna e igual a 1 en el instante de la falla. Se propone para y la forma:

$$y = \left(\frac{\tau}{\tau_f}\right)^{\beta} \qquad (12\text{-f.}17)$$

donde τ_f es el esfuerzo cortante octaédrico en el instante de la falla, τ el mismo en cualquier instante anterior y β es un segundo coeficiente constante, que depende de características físicas del material. Puede demostrarse que en una prueba triaxial.

$$\frac{\tau}{\tau_f} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \qquad (12\text{-f.}18)$$

donde $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ representa la diferencia entre los esfuerzos principales máximo y mínimo en el momento de la falla. En esta teoría se ha considerado como momento de la falla aquel en que τ alcanza el valor máximo en el proceso de carga. Introduciendo las expresiones 12-f.17 y 12-f.18 en la (12-f.16), se obtiene:

$$\Delta u = \Delta\sigma + a\sigma_c \left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^{\beta} \qquad (12\text{-f.}19)$$

La anterior es la expresión general que proporciona la teoría para arcillas normalmente consolidadas.

En la práctica, al efectuar una prueba rápida-consolidada, midiendo la presión de poro en la falla de un espécimen de arcilla normal-

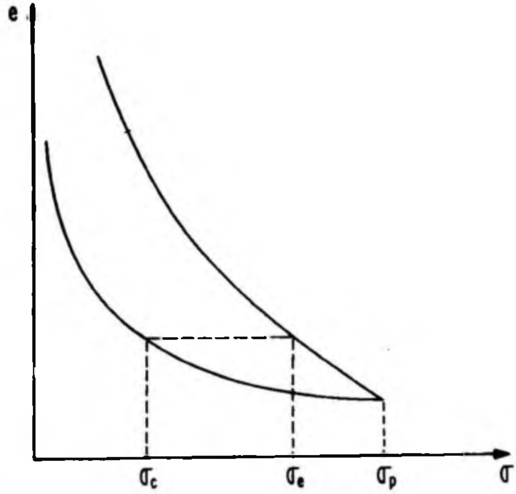


FIG. XII-f.2. Ilustración del concepto de presión octaédrica equivalente de consolidación

mente consolidada, puede conocerse el coeficiente α, despejándolo de la expresión 12-f.13, utilizando valores en la falla. Posteriormente, puede estimarse β, utilizando valores de Δu y de los esfuerzos principales en un momento anterior a la falla, siendo recomendable escoger tal instante en la zona media del proceso de carga. Una vez conocidos α y β, la fórmula 12-f.19 permite estimar Δu en cualquier otra prueba rápida-consolidada en que no se haya medido la presión de poro.

En suelos preconsolidados la teoría se extiende teniendo como base las ideas adicionales siguientes:

— El hecho de que durante un proceso de descarga desde la presión σ_p (carga de preconsolidación) a la σ_c (que se supone menor, naturalmente), la relación de vacíos del espécimen no recupere su valor correspondiente al tramo virgen, sino que alcanza uno menor, puede interpretarse como si una parte de la energía de consolidación debida al decremento de presión hidrostática $\sigma_p - \sigma_c$ es retenida por el suelo, cuando el esfuerzo σ disminuye de σ_p a σ_c. Si se define (fig. XII-f.2) la presión octaédrica equivalente de consolidación, σ_e, como la presión que produce en la rama virgen de la curva de compresibilidad la misma relación de vacíos que σ_c en la rama de descarga, al pasar el valor de σ de σ_p a σ_c, la diferencia $\sigma_e - \sigma_c$ puede considerarse como una medida relativa de la energía de consolidación retenida por la estructura del suelo en la descarga.

Esta definición es similar, aunque no idéntica, a la presión equivalente de consolidación definida previamente por Hvorslev[16].

— Un incremento en el esfuerzo cortante octaédrico afecta la estructura del suelo en tal forma que una parte de $\sigma_e - \sigma_c$ es liberada por dicha estructura y transferida al agua en forma de tensión de poro, en pruebas a volumen constante. La energía liberada puede representarse por el producto $\alpha(\sigma_e - \sigma_c)$, en el instante de la falla, en el cual α es un coeficiente constante entre cero y uno; en la ref. 15 el autor de esta teoría expuso que el valor de α recién introducido debería de ser diferente del que aparece en la fórmula 12-f.13, pero posteriores investigaciones aún no publicadas tienden a convencerlo de que ambos coeficientes constantes son en realidad el mismo.

Así, ahora la magnitud de la presión de poro en la falla puede considerarse constituida por tres sumandos; el primero, debido al incremento del esfuerzo normal octaédrico; el segundo, debido a un efecto de perturbación estructural, supuesto el suelo normalmente consolidado y el tercero, al efecto de preconsolidación descrito anteriormente. Por lo tanto, la expresión general para Δu en el instante de la falla será:

$$\Delta u = \Delta\sigma + \alpha\sigma_c - \alpha_p(\sigma_e - \sigma_c) \qquad (12\text{-f.}20)$$

Esta es la expresión que aparece en la ref. 15, en donde inclusive el coeficiente α se supone distinto en el segundo y en el tercer término del segundo miembro; α se consideraba en dicha referencia igual al obtenido para el caso en que el suelo fuese normalmente consolidado. Investigaciones posteriores no publicadas del autor de esta teoría, lo condujeron a pensar que:

$$\alpha = \alpha_p$$

Y ambos coinciden con el coeficiente que rige el caso de suelos normalmente consolidados, ya que no parece lógico suponer coeficientes diferentes para cuantificar la perturbación de una misma estructura de suelo. Por otra parte, también se considera que el término $\alpha\sigma_c$ debe modificarse por un factor reductor, ya que el suelo preconsolidado posee una estructura más *resistente* que el normalmente consolidado. Para encontrar este factor reductor puede pensarse que el suelo bajo una presión isotrópica σ_c realmente está consolidado a la presión equivalente σ_e por lo que parece permisible aceptar que el factor reductor debe ser precisamente el cociente de estas presiones; es decir, σ_c/σ_e.

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_e}$$

En consecuencia, en definitiva, la fórmula 12-f.20 puede ponerse:

$$\Delta u = \Delta\sigma + \alpha\sigma_c \frac{\sigma_c}{\sigma_e} - \alpha(\sigma_e - \sigma_c)$$

lo que conduce a:

$$\frac{\Delta u}{\sigma_c} = \frac{\Delta\sigma}{\sigma_c} + \alpha\frac{\sigma_c}{\sigma_e} - \alpha\frac{\sigma_e - \sigma_c}{\sigma_c}$$

y

$$\frac{\Delta u}{\sigma_c} = \frac{\Delta\sigma}{\sigma_c} - \alpha\left(\frac{\sigma_e}{\sigma_c} - \frac{\sigma_c}{\sigma_e} - 1\right) \qquad (12\text{-f.}21)$$

Para el proceso de carga, el segundo sumando del segundo miembro deberá multiplicarse por la función de sensitividad; suponiéndola, como antes, igual a $(\tau/\tau_f)^\beta$ y tomando en cuenta que en las pruebas triaxiales estándar:

$$\frac{\tau}{\tau_f} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}$$

Se puede finalmente escribir la expresión general para obtener la presión de poro en cualquier instante del desarrollo de una prueba triaxial en un suelo remoldeado, saturado, normalmente consolidado o preconsolidado:

$$\frac{\Delta_u}{\sigma_c} = \frac{\Delta\sigma}{\sigma_c} - \alpha\left(\frac{\sigma_e}{\sigma_c} - \frac{\sigma_c}{\sigma_e} - 1\right)\left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}\right]^\beta \qquad (12\text{-f.}22)$$

Para el momento de la falla la expresión anterior se reduce a la (12-f.21), por lo ya dicho. Además, para suelos normalmente consolidados, $\sigma_e = \sigma_c$ y la expresión 12-f.22 se reduce a la (12-f.19).

En la práctica es preciso hacer una prueba triaxial rápida-consolidada para calcular α y β, tal como se describió; para ello podrá usarse una muestra normalmente consolidada. Nótese que por tratarse de un suelo remoldeado y consolidado isotrópicamente la diferencia entre una muestra normalmente consolidada y una preconsolidada, estribará únicamente en el valor de la presión σ_c que se aplique en la primera etapa de la prueba triaxial; si σ_c es menor que la presión isotrópica utilizada para consolidar el espécimen, éste será preconsolidado; en caso contrario será normalmente con-

solidado. Además será preciso conocer el valor de σ_e para cada valor de σ_c, si se quiere aplicar la fórmula (12-f.22); esto requiere obtener la curva de compresibilidad de la arcilla remoldeada, incluyendo su tramo de expansión.

En un trabajo posterior[17] Juárez Badillo encontró una relación teórica que permite calcular σ_e/σ_c, como función del grado de consolidación σ_p/σ_c, haciendo uso de un coeficiente ρ, llamado relación expansión-compresibilidad, característico del material y que es constante e independiente del nivel de esfuerzos que se use en la prueba. Dicha relación es:

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_c} = \left(\frac{\sigma_p}{\sigma_c} \right)^{1-\rho} \qquad \text{(12-f.23)}$$

El coeficiente ρ se calcula con lineamientos que aparecen en la mencionada ref. 17.

ANEXO XII-g

Efecto del lavado en la compresibilidad y resistencia de arcillas marinas normalmente consolidadas

En el presente anexo se tratan brevemente las ideas que sobre el efecto de lavado por agua dulce de infiltración en las arcillas depositadas en agua de mar han sido expuestas por el Dr. L. Bjerrum en la ref. 13. En ese lugar, estas ideas se aplican a un cierto tipo de arcillas noruegas, pero se incluyen en el anexo ya que los autores de este libro consideran que poseen una generalidad que las hace conceptualmente aplicables a otros muchos casos en que se tenga que trabajar con arcillas depositadas en aguas saladas o salobres.

Cuando una arcilla se sedimenta en agua salada y se consolida bajo su peso propio únicamente, sus propiedades ingenieriles dependen de un cierto número de factores que la pueden afectar en épocas subsecuentes de su vida geológica. Uno de los más importantes de esos factores es el efecto del lavado, causado por un flujo lento de agua dulce que tenga lugar a través de los sedimentos marinos. El flujo de agua dulce puede producirse, por ejemplo, por artesianismo proveniente de un estrato permeable bajo el depósito arcilloso o por la existencia de grietas y fisuras en una roca subyacente a la arcilla, en la que haya agua libre sujeta a carga hidráulica. El hecho importante es que el depósito de arcilla esté sujeto a un flujo de agua, que sería ascendente en los ejemplos citados arriba. El flujo lento de agua a través de la arcilla no produce, por si mismo, ningún cambio en las características mecánicas del material,

pero si el agua que fluye es dulce, en tanto que la preexistente en los huecos de la arcilla es salada, ocurre una substitución gradual del agua salada por dulce; a este fenómeno se le denomina *lavado de la arcilla* y tiene un efecto importante en las características de la arcilla, transformando la arcilla normalmente consolidada ordinaria, en una arcilla de alta sensibilidad (quick clay).

Los efectos del lavado sobre las propiedades ingenieriles de la arcilla original (sedimentada en algunas aguas saladas) son varios. Uno de éllos es la reducción de su límite líquido y su índice de plasticidad, a causa de la disminución de la concentración del complejo catiónico en la atmósfera de adsorción del cristal, que naturalmente es más exigua en el agua dulce, según se desprende de lo expuesto en el Anexo II-a; de esta manera, el lavado aunque no modifica substancialmente la distribución estructural del material sólido, ha dado lugar a la formación de una nueva arcilla. Esta arcilla, si se hubiera formado desde un principio en agua dulce sería, según lo manifiesta el propio Bjerrum, menos compresible que la formada en agua salada; este hecho, por otra parte, es lógico, pues la arcilla formada en agua dulce tendría sus cristales con menores atmósferas de adsorción y, por ende, exhibiría menor compresibilidad. La arcilla original tenía un contenido de agua del orden del límite líquido, lo cual es la característica común y distintiva de las arcillas normalmente consolidadas, como se ha supuesto que lo estaba; el lavado, al no modificar la estructura de la arcilla, dejó el contenido de agua prácticamente el mismo, pero la arcilla lavada tiene un menor límite líquido, por lo que la nueva arcilla ha quedado, por así decirlo, o sub-consolidada. Esto conduce a que la arcilla lavada adquiere consistencia semi-líquida o líquida al ser remoldeada, por lo que su sensibilidad habrá aumentado grandemente respecto a la arcilla original, al grado que si ésta tenía valores de sensibilidad de 10, por ejemplo, la lavada tendrá valores que pueden llegar a las centenas. Esta característica notable es lo que distingue a este tipo de arcillas.

La resistencia en pruebas rápidas de la arcilla lavada suele ser del orden de la mitad de la de la arcilla marina original; ello puede explicarse al considerar que el someter a esfuerzos cortantes la arcilla lavada, la presión de poro en el agua intersticial será mayor que la producida en la arcilla original, a causa de su mucho mayor sensibilidad (párrafo XII-6).

El cambio en compresibilidad de la arcilla al lavarse se puede estudiar con base en la fig. XII-g.1, también presentada originalmente por Bjerrum.

La curva *A* de la figura es la compresibilidad de la arcilla marina original, tanto en su trazo lleno como en el punteado. La curva *B*

RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE Y PRESION VERTICAL (Esc. log.)

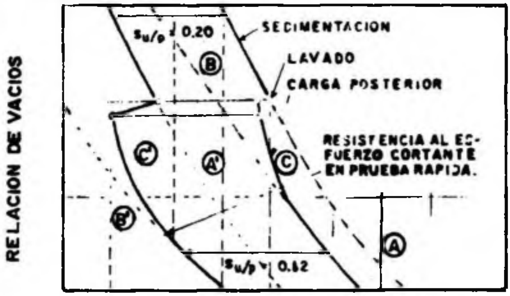


FIG. XII-g.1. Efecto de lavado sobre la compresibilidad y la resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas marinas

es la de compresibilidad de la misma arcilla si se hubiese depositado en agua dulce, en vez de en agua salada; nótese que la parte de trazo discontinuo de dicha curva es hipotética y corresponde a una concepción básica de Bjerrum. La curva *C* representa el comportamiento de la arcilla marina lavada, cuando se la sujeta a incrementos adicionales de carga; el comportamiento de la arcilla va de la curva *A* a la *B* a través de un tramo de muy fuerte pendiente; es decir que para incrementos de carga adicionales a la carga existente en el momento del lavado, la nueva arcilla sufre fuerte disminución de volumen, por lo que, para estos incrementos de carga, la compresibilidad de la arcilla es mucho mayor que la de la arcilla original. Nótese que una vez salido de este tramo de fuerte pendiente, para incrementos posteriores de carga, la compresibilidad de la nueva arcilla es similar o aún menor que la de la arcilla original. Para fines prácticos prevalece el hecho importante de que para los primeros incrementos de carga adicionales a la carga original de consolidación *in situ* de la arcilla, la curva de compresibilidad es la *C*, lo que hace que una arcilla lavada sea de peligro, si sobre ella ha de colocarse una carga por encima de la que tuviese en el momento en que fue lavada.

En la fig. XII-g.1 se ha supuesto una pequeña disminución de la relación de vacíos de la arcilla por este efecto del lavado.

En la misma figura se ilustra también el efecto de disminución de la resistencia de la arcilla lavada, comparada con la de la arcilla original (curvas *A'*, *B'* y *C'*). La representación es similar a la usada para explicar el cambio en compresibilidad. El uso de la resistencia de la arcilla de la curva *A'* a la *B'* mide la disminución de dicha resistencia; nótese que el hecho del lavado reduce la resistencia de por sí y desde ese punto en adelante, la resistencia aumenta lenta-

mente por efecto de la consolidación adicional, hasta llegar a la curva *B'*.

En la parte final del trazo lleno de la curva *A'*, Bjerrum, considera para el caso especial dę las arcillas noruegas, la existencia de una pequeña presión de poro, según él debida a un levantamiento isostático de la Península Escandinava; ésto produce la pequeña disminución en la presión efectiva que aparece en la figura. En general, este efecto es irrelevante en relación con los conceptos que aquí se discuten y la curva *C* partirá precisamente del último punto del trazo lleno de la curva *A*.

ANEXO XII-h

Efecto de la consolidación secundaria en la compresibilidad y resistencia de las arcillas

En este anexo se presentan las ideas y resultados de los estudios a que llegó en Noruega L. Bjerrum sobre el efecto de la consolidación secundaria en la compresibilidad y en la resistencia de las arcillas[13]. El trabajo que se comentará, aunque está referido a arcillas noruegas, contiene principios básicos de interés general para todo tipo de suelos finos, hacia los que se enfocará predominantemente la atención de estas páginas.

Considérese la etapa de sedimentación de una arcilla en agua; la estructura se irá consolidando, según se forma, bajo el peso creciente de los sedimentos suprayacentes; esta consolidación ocurre en muchas arcillas aún en épocas posteriores a la disipación de las presiones neutrales en exceso de la hidrostática, originadas durante el proceso de sedimentación. Esta consolidación bajo esfuerzo efectivo constante puesto que el proceso de depósito ha terminado y la consolidación primaria ya terminó también, constituye un fenómeno de consolidación secundaria o diferida, como Bjerrum prefiere decir haciendo una distinción un tanto sutil entre ambos términos.

En el caso de estas arcillas que presentan una intensa consolidación secundaria, las características de compresibilidad ya no pueden definirse con una sola curva $e - \bar{p}$, sino con una familia, como se ilustra en la fig. XII-h.1.

En la gráfica cada una de las líneas representa lo que Bjerrum llama la *relación de vacíos de equilibrio*, para diferentes valores de la presión vertical efectiva a distintos tiempos de acción de la carga vertical. Así, la figura postula, una relación única entre e, $\bar{p}$ y el tiempo en que esta última haya actuado. También aparece en la

misma gráfica una curva que representa la resistencia en prueba rápida, en función de la relación de vacíos, que combinada con las diferentes curvas de compresibilidad, proporciona la resistencia al esfuerzo cortante que corresponde a una presión vertical efectiva actuante durante un lapso determinado. Nótese que con esta combinación puede encontrarse el aumento de resistencia que se produce cuando la relación de vacíos disminuye por consolidación secundaria, lo cual ha sido verificado experimentalmente con suficiente grado de seguridad por diferentes investigadores (Taylor, Ladd, Osterman, Schmertmann, etc.). El mecanismo de la gráfica para apreciar tal aumento de resistencia es el siguiente; supóngase que la presión efectiva por peso propia de la arcilla subyacente es p_o, a la que corresponde una relación de vacíos e_d cuando no ha transcurrido tiempo en que pueda tener lugar la consolidación secundaria (fin de la etapa de depósito); la resistencia en prueba rápida en estas condiciones es s_d. Si, por otra parte, pasan 3,000 años bajo la presión efectiva señalada, por efecto de la consolidación secundaria, la relación de vacíos habrá disminuido al valor e_c, al cual corresponde una nueva resistencia, s_o. Este efecto de aumento de resistencia es comprensible si se piensa en que la arcilla llega por consolidación secundaria a una configuración más estable en su estructura, lo que conduce al desarrollo de menores presiones de poro en el instante de la falla.

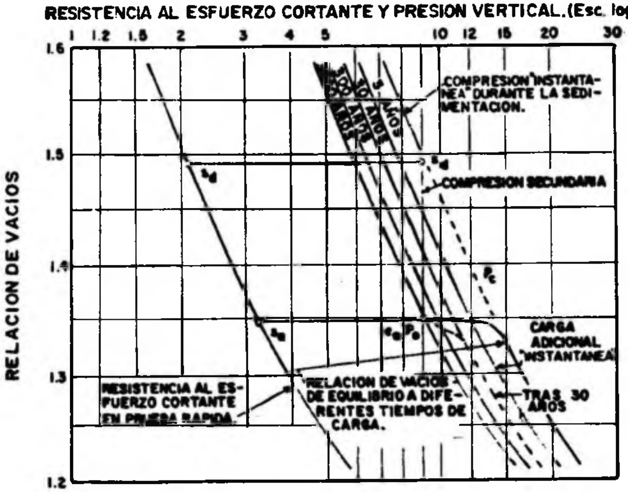


FIG. XII-h.1. Efecto de la consolidación secundaria en la compresibilidad y en la resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas

Lógico también resulta el que al incrementarse la carga, la estructura presente mayor resistencia a disminuir de volumen si ha sufrido consolidación secundaria, que si no. El comportamiento de una arcilla que ha sufrido consolidación secundaria es el de un suelo preconsolidado. Esto es cierto hasta un valor crítico de la presión, p_c, más allá del cual el comportamiento de la arcilla vuelve a ser el correspondiente a la consolidación normal. El valor de la presión crítica puede tomarse en la práctica como el correspondiente a la de la relación de vacíos del suelo sobre la curva de compresibilidad en la condición de no existencia de consolidación secundaria; este valor se ilustra en la figura que se ha venido comentando. Como las curvas $e - \bar{p}$, en escala logarítmica la última, pueden considerarse paralelas para los diferentes tiempos, la relación $p_c/\bar{p}$ es aproximadamente igual en todo el espesor de un depósito de arcilla normalmente consolidada; es decir, la presión crítica es proporcional a la presión efectiva actuante. Por supuesto, el comportamiento de la arcilla preconsolidada, para el caso en pequeñas sobrecargas, se refiere sólo a la consolidación primaria de la arcilla bajo dichas sobrecargas. Al paso del tiempo se tendrá consolidación secundaria debido al incremento de carga y el efecto de preconsolidación tenderá a degenerar hasta una arcilla normalmente consolidada. Una estimación de la magnitud de esta consolidación secundaria puede obtenerse de las curvas de compresibilidad para los diferentes tiempos. En la figura aparece como ilustración, con línea discontinua, la curva que podrá esperarse para diferentes incrementos de carga después de que cada uno de ellos ha actuado 30 años, adicionalmente a la presión porque ha actuado 3,000 años. Si el incremento de carga actuara 3,000 años el efecto de preconsolidación dejaría de funcionar por completo. Lo anterior lleva a la conclusión práctica de que el efecto de preconsolidación por consolidación secundaria será relevante sólo en aquellos depósitos de arcilla cuya *edad* sea grande en comparación con la vida útil de la estructura que producirá el incremento de carga en el depósito arcilloso.

Bjerrum, tomando en cuenta las anteriores ideas propone el siguiente método para el cálculo de asentamiento en arcillas que presentan fuerte consolidación secundaria. En primer lugar, las pruebas de consolidación estándar proporcionarán el valor de la presión crítica p_c y el valor del índice de compresibilidad C_c. Supóngase ahora que el incremento de carga Δp mayor que $p_c - p_0$. En este caso el cálculo de Δe debido al incremento Δp, si este incremento actuara por un tiempo igual al de la *edad* del depósito, se haría:

$$\Delta_e = C_c \log \frac{p_0 + \Delta_p}{p_0} \qquad (10\text{-}1)$$

Lo anterior equivale a usar la curva de compresibilidad de 3.000 años. Esto es lo que Bjerrum llama la *compresión total*. Por otra parte, la *compresión instantánea* o sea la que se tiene una vez que la consolidación primaria ha tenido lugar, puede estimarse calculando e con la ecuación:

$$\Delta_e = C_c \frac{\log p_c + [\Delta_p - (p_c - p_o)]}{p_c}$$

lo que equivale a despreciar la compresion debido a $p_c - p_o$ y usar sólo la parte Δp que excede este valor, utilizando la curva de *compresión instantánea* de la misma figura.

En el caso de que Δp sea menor que $p_c - p_o$, la *compresión total* podrá calcularse con la misma expresión (10-1) mientras que la *compresión instantánea* será despreciable.

Las ideas anteriores permiten así, una vez calculada Δe, estimar la magnitud del asentamiento debido a consolidación secundaria, siempre y cuando se cuente con el dato de la *edad* del depósito compresible.

De observaciones de hundimiento de edificios cimentados en arcillas noruegas, Bjerrum finalmente concluye que parece razonable que para evitar asentamientos excesivos durante la vida útil de los edificios el incremento de carga Δp aplicado al estrato compresible no debe exceder $\frac{1}{2}(p_c - p_o)$.

ANEXO XII-i

Efecto del intercambio de cationes y de agentes cementantes en la compresibilidad y resistencia de las arcillas

En este anexo se presentan las ideas que sobre el efecto del intercambio de cationes y de agentes cementantes en la compresibilidad y resistencia de las arcillas ha presentado el Dr. L. Bjerrum en la ref. 13. Aunque estas ideas fueron expuestas por el citado investigador con relación a las arcillas noruegas, la esencia de ellos se considera aplicable a las arcillas en general.

En el Capítulo II ya se ha descrito con cierta amplitud el importante papel que juega el complejo catiónico en la atmósfera de adsorción de las partículas de una estructura de minerales de arcilla sobre sus propiedades ingenieriles. En el caso de las arcillas marinas las partículas de arcilla están inicialmente saturadas de cationes de

sodio. Si el tipo y la cementación de los cationes adheridos a las partículas cambia, ello puede modificar radicalmente la plasticidad, la resistencia y la compresibilidad de dichas arcillas.

Los experimentos del Dr. L. Bjerrum consistieron en saturar con diferentes cationes muestras de arcilla marina remoldeada. Los cationes originales de las muestras eran de sodio. Dichos cationes fueron sustituidos por cada uno de los que aparecen en la Tabla 12-i.1. Posteriormente se determina el índice plástico de la nueva arcilla, así como su compresibilidad y resistencia en prueba rápida, a un contenido de agua prácticamente igual al natural de la arcilla (48% en las pruebas realizadas). Los resultados de estas pruebas indicaron claramente que, según se muestra en la tabla citada, el índice plástico, y la resistencia aumentaron según el orden de los cationes mostrados. Asimismo, la compresibilidad disminuyó según el orden de los cationes enlistados.

TABLA 12-i.1

Tipo de catión	*Origen posible*	*Efecto sobre la arcilla probada.*	
		Ip.	*S. en estado remoldeado, ton/m²*
H^+.	Agua. Producto de la descomposición de materia orgánica	7.5	<0.01
Na^+	Agua de mar	16.4	0.11
Ca^{++}	Agua de mar. Fósiles	16.7	0.15
Mg^{++}	Agua de mar. Desintegración de clorita	17.9	0.13
Al^{+++}	Desintegración de clorita y feldespato	21.6	0.42
Fe^{++} y Fe^{+++}	Desintegración de clorita	22.4	0.21
K^+	Agua de mar. Desintegración de feldespato y mica	22.7	0.29

La resistencia estructural de la arcilla depende pues de sus condiciones *ambientales*; el factor básico que gobierna la estabilidad química de los minerales de arcilla es el valor del potencial hidrógeno (pH) de su carga intersticial. Así, cualquier cambio que reduzca aquel, aumenta la velocidad de desintegración de los minerales y viceversa.

En la fig. XII-i.1 se ilustra la variación de la compresibilidad y de la resistencia de una arcilla normalmente consolidada, marina, en la que los cationes Na^+ han sido substituidos por iones de orden superior (en relación a la Tabla 12-i.1).

FIG. XII-i.1. Efecto del intercambio catiónico en la compresibilidad y en la resistencia al esfuerzo cortante de arcillas normalmente consolidadas

Conforme el I_p y la resistencia de la arcilla crecen, se desarrolla una resistencia adicional a la deformación volumétrica bajo ulteriores incrementos de carga. La arcilla ha desarrollado una presión crítica p_c y si los incrementos adicionales de la carga no exceden este valor, la deformación volumétrica bajo éllos será muy pequeña. Por otra parte, si el incremento de carga excede de dicho valor, la arcilla se comprime según una nueva curva de compresibilidad e-log p, que corresponde al nuevo material, más plástico.

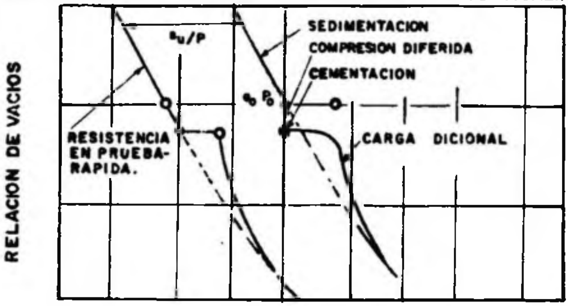


FIG. XII-i.2. Efecto de la cementación en la compresibilidad y en la resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas

Otro factor que modifica la compresibilidad y la resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas y que también discute Bjerrum en la ref. 13, es el de la precipitación de agentes cementantes químicamente

estables, constituidos a partir de ciertos agentes químicos solubles, tales como materia orgánica, carbonatos, yeso, aluminio y compuestos de hierro, que bajo ciertas condiciones dan lugar a los primeros; estos cementantes poseen considerable resistencia. El efecto de esta precipitación de cementantes está limitado a reforzar las ligas estructurales de la arcilla, sin afectar a la arcilla misma. En la fig. XII-i.2 se ilustra el efecto de la cementación sobre la compresibilidad y la resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas.

Puede observarse que el efecto de la cementación es desarrollar una presión crítica, p_c, mayor que la presión vertical efectiva actuante en la arcilla, de tal manera que para incrementos de carga que no la excedan, la muestra presenta compresibilidad prácticamente despreciable, pero incrementos ulteriores, más allá de la presión crítica, harán que la muestra se comprima mucho y con la característica de que su curva de compresibilidad tiende a la curva original de la arcilla, antes de la precipitación de los cementantes, por lo que para incrementos de carga que excedan bastante el valor de p_c, el efecto de la cementación se anula. Ideas similares pueden deducirse de la figura para la resistencia al esfuerzo cortante en prueba rápida.

Se ve pues que el intercambio catiónico modifica la arcilla, transformándola en otra con curvas de compresibilidad y resistencia diferentes; la cementación sólo modifica los nexos entre las partículas, reforzándolas algo, pero si se rompe este refuerzo, el material se revela idéntico a su condición original.

ANEXO XII-j

Representación gráfica de los resultados de las pruebas triaxiales en el espacio tridimensional de esfuerzos principales

Recientemente se ha hecho bastante uso de un espacio tridimensional definido por tres ejes en los que se representan los tres esfuerzos principales. Como quiera que en las pruebas triaxiales estándar de laboratorio dos de los esfuerzos principales son iguales la parte más comúnmente usada de este espacio es el plano definido por la condición anterior. En la fig. XII-j.1 se ilustra este plano en que $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_r$ son los esfuerzos laterales y $\sigma_z = \sigma_a$ es el esfuerzo vertical. El simbolismo más común para este plano es σ_a para el esfuerzo axial y σ_r para el efuerzo radial. En este caso no se representan los esfuerzos por σ_1, σ_2 y σ_3, ya que es frecuente usar estos últimos símbolos para los esfuerzos mayor, intermedio y menor respectivamente y en el plano σ_a, σ_r, el esfuerzo axial no siempre será el esfuerzo principal

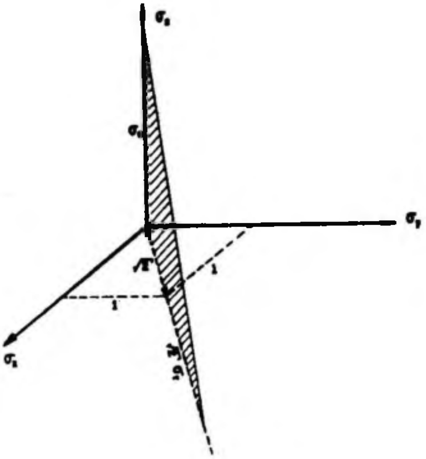


FIG. XII-j.1. Plano de esfuerzos correspondiente a las pruebas triaxiales estándard

mayor usado en la prueba. Debe notarse que en este plano la coordenada vertical representa σ_a mientras que la coordenada horizontal representa $\sqrt{2}\,\sigma_r$. Esta representación fue introducida a la Mecánica de Suelos por Rendulic[18].

En este plano de esfuerzos la línea que representa un estado de esfuerzos isotrópicos, es decir $\sigma_a = \sigma_r$, es la recta que partiendo del origen tiene una pendiente de $1/\sqrt{2}$ (eje isotrópico). Cuando una muestra de arcilla se consolida isotrópicamente en la primera etapa de una prueba triaxial, los puntos que representa este estado de esfuerzos se encontrará sobre esta recta. Durante la segunda etapa de una prueba triaxial se tendrá que $\sigma_a \neq \sigma_r$ y los puntos que representan estos estados de esfuerzos quedarán ya fuera de la recta. Si se trazan los diferentes puntos que representan los esfuerzos efectivos durante la segunda etapa de la prueba, se obtendrá una curva que define la trayectoria de esfuerzos efectivos. Si $\sigma_a > \sigma_r$ la trayectoria se desarrollará hacia arriba del eje isotrópico. Si por el contrario $\sigma_a < \sigma_r$ la trayectoria de esfuerzos triaxiales se desarrollará hacia abajo de este eje. A las primeras pruebas triaxiales se les llama pruebas de compresión y a las segundas pruebas de extensión. Las pruebas de compresión más comunes son las realizadas aumentando el esfuerzo axial, manteniendo el esfuerzo lateral constante y las realizadas disminuyendo el esfuerzo lateral, manteniendo el esfuerzo axial constante. Las pruebas de extensión más comunes son

las realizadas disminuyendo el esfuerzo axial, manteniendo el esfuerzo lateral constante y las realizadas aumentando el esfuerzo lateral, manteniendo el esfuerzo axial constante.

Una prueba triaxial en que se aumente el esfuerzo axial y se disminuya el esfuerzo lateral simultáneamente también será una prueba de compresión. En particular si el decremento de la presión lateral es igual en la mitad del incremento axial se tendrá una prueba en que el esfuerzo normal octaédrico permanece constante durante toda ella. Análogamente, si el esfuerzo vertical se disminuye en magnitud doble de lo que se incrementa el esfuerzo lateral se tendrá una prueba de extensión en que el esfuerzo normal octaédrico permanece constante.

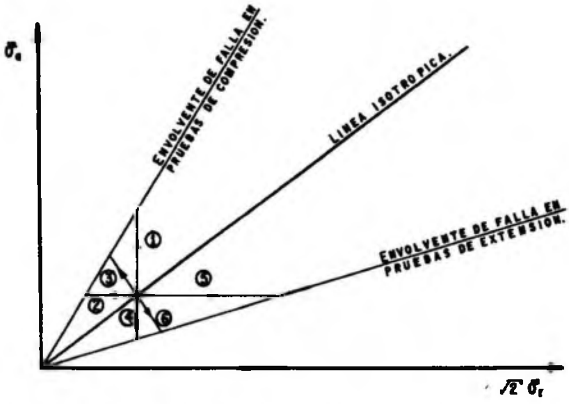


FIG. XII-j.2. Trayectoria de esfuerzos efectivos más comunes en pruebas triaxiales drenadas

En pruebas de compresión drenadas (ver fig. XII-j.2) si el esfuerzo axial es el que se incrementa, la trayectoria de esfuerzos efectivos, que ahora son iguales a los totales, es una vertical que partiendo del eje isotrópico sigue hacia arriba hasta el momento de la falla (trayectoria 1), ya que el esfuerzo lateral permanece constante y sólo el vertical crece. Esta trayectoria será una horizontal hacia la izquierda del eje isotrópico (trayectoria 2) si es el esfuerzo lateral el que se disminuye y será una perpendicular al eje isotrópico (trayectoria 3) si la prueba de compresión se realiza manteniendo constante el esfuerzo normal octaédrico. Estas trayectorias de esfuerzos efectivos serán hacia abajo del eje hidrostático en el caso de las pruebas de extensión, vertical hacia abajo (trayectoria 4) en el caso

de disminuir el esfuerzo axial, horizontal hacia la derecha (trayectoria 5) en el caso de que se aumente solamente el esfuerzo lateral y normal a la línea isotrópica hacia abajo si el esfuerzo normal octaédrico permanece constante (trayectoria 6) (fig. XII-j.2).

En pruebas triaxiales no drenadas la trayectoria de esfuerzos efectivos dependerá de las presiones de poro que se desarrollen durante la prueba. Sin embargo la trayectoria de esfuerzos efectivos en pruebas de compresión es única en el sentido de que no depende de la trayectoria de esfuerzos totales. En otras palabras, si la prueba se efectúa aumentando el esfuerzo axial, o disminuyendo el esfuerzo lateral, o manteniendo el esfuerzo normal octaédrico constante o con cualquier otra combinación más general del primer y segundo casos, la trayectoria de esfuerzos efectivos es la misma. Lo mismo puede afirmarse para el caso de las pruebas de extensión. La explicación de este hecho aparentemente desconcertante es simple. Para ello considérense dos muestras de arcilla, ambas consolidadas bajo la presión σ_c. A la primera muestra se le aumenta el esfuerzo axial en una magnitud p. Como resultado de este incremento en el esfuerzo axial aparece una presión de poro u_1 (positiva siempre si la muestra es normalmente consolidada). Las presiones efectivas lateral y axial serán ahora $\bar{\sigma}_r = \sigma_c - u_1$ y $\bar{\sigma}_a = \sigma_c + p - u_1$. Los esfuerzos totales $\sigma_r = \sigma_c$ y $\sigma_a = \sigma_c + p$ están representados por el punto 1 de la fig XII-j.3. Los esfuerzos efectivos $\bar{\sigma}_r = \bar{\sigma}_a$ estarán representados por el punto 2 localizado precisamente sobre una paralela al eje isotrópico, ya que para obtener los esfuerzos efectivos se restó un esfuerzo isotrópico (la presión de poro u) de los esfuerzos totales.

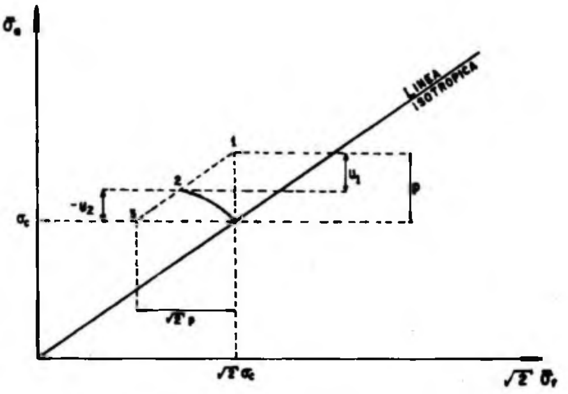


FIG. XII-j. 3. Justificación de la trayectoria única de esfuerzos efectivos en pruebas triaxiales no drenadas

A la segunda muestra se le disminuye ahora el esfuerzo lateral, en una magnitud también igual a p. Los esfuerzos totales $\sigma_r = \sigma_c - p$ y $\sigma_a = \sigma_c$ están ahora representados por el punto 3.

La presión de poro resultante ahora será u_2. Sin embargo u_2 está relacionado con u_1 y p como sigue: la segunda muestra puede considerarse como la superposición de la primera muestra más un estado isotrópico de esfuerzos de tensión de magnitud p, tal como se muestra en la fig. XII-j.4. De esta figura es evidente que $u_2 = u_1 - p$. Por lo tanto los esfuerzos efectivos en la segunda muestra serán:

$$\bar{\sigma}_r = \sigma_c - p - u_2 = \sigma_c - p - (u_1 - p) = \sigma_c - u_1$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_a - u_2 = \sigma_c - (u_1 - p) = \sigma_c + p - u_1$$

Es decir, los esfuerzos efectivos en la segunda muestra serán idénticos a los de la primera y consecuentemente el punto que las represente en el plano de esfuerzos efectivos será el mismo. Este razonamiento puede extenderse para otras trayectorias de esfuerzos totales en pruebas de compresión.

Similarmente, las trayectorias de esfuerzos efectivos en pruebas no drenadas de extensión también son únicas en el sentido de que no dependen de la trayectoria de esfuerzos totales.

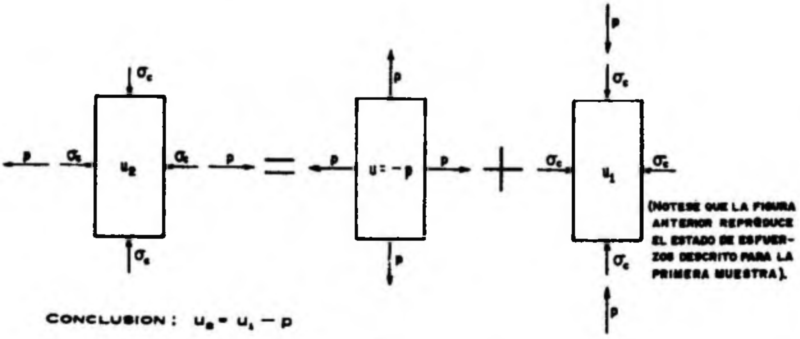


FIG. XII-j.4. Relación entre u_1, u_2 y p, en dos pruebas triaxiales de compresión no drenadas

Cuando se hace una prueba no drenada el contenido de agua del espécimen permanece constante y, por lo tanto, cada trayectoria de esfuerzos efectivos obtenida en la prueba representa una curva de contenido de agua constante. A mayor presión hidrostática en la primera etapa de la prueba, bajo la cual se haya consolidado el espé-

cimen; el contenido de agua con que se inicie la segunda etapa será menor, de manera que las diversas curvas con contenido de agua constante tendrán este valor tanto menor cuanto mayor sea la presión de consolidación en la primera etapa. En una prueba triaxial drenada, la trayectoria de esfuerzos efectivos es fija y depende del tipo de prueba que se realice, pero en cambio el volumen de la muestra va cambiando. Por ejemplo en la fig. XII-j.5 se supone que se realizan pruebas drenadas de compresión aumentando el esfuerzo axial, con en los tres casos se realizó una prueba de compresión drenada, con las contenidos de agua iniciales para la segunda etapa de 80, 75 y 70%; trayectorias de esfuerzos efectivos *a*, *b* y *c*, verticales hasta la falla.

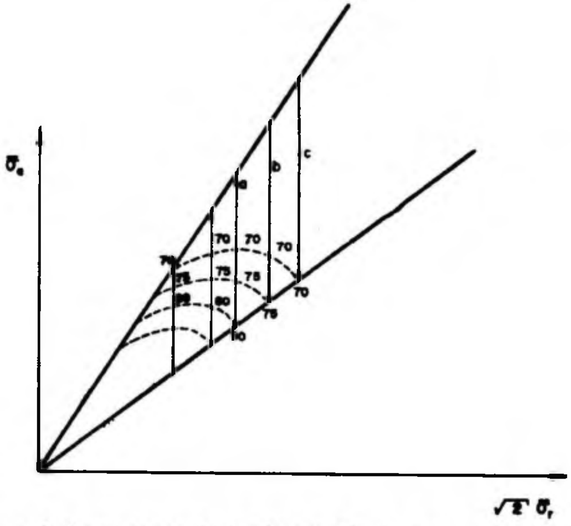


FIG. XII-j.5. Trazo de los contornos de igual contenido de agua en pruebas triaxiales drenadas

A lo largo de la trayectoria *a*, por ejemplo, el volumen de la muestra irá disminuyendo y lo mismo el contenido de agua; este último valor podrá indicarse en cada punto de la trayectoria, si se han tomado durante la prueba los datos necesarios para éllo. Si esto se hace frecuentemente en todas las trayectorias podrán trazarse con suficiente aproximación curvas que unan puntos de igual contenido de agua constante a partir de las pruebas drenadas.

En la fig. XII-j.6 se presentan los contornos de contenido de agua constante obtenidos por D. J. Henkel para la arcilla de Weald (Inglaterra)[19]; con línea llena aparecen los correspondientes a prue-

bas no drenadas y con línea punteada a las pruebas drenadas. Puede observarse que las trayectorias de esfuerzos efectivos en pruebas no drenadas ($w = cte$) se corresponden muy bien con las curvas de igual contenido de agua en pruebas drenadas, lo que indujo a Henkel a postular que entre esfuerzos efectivos y contenido de agua debía de existir una relación única.

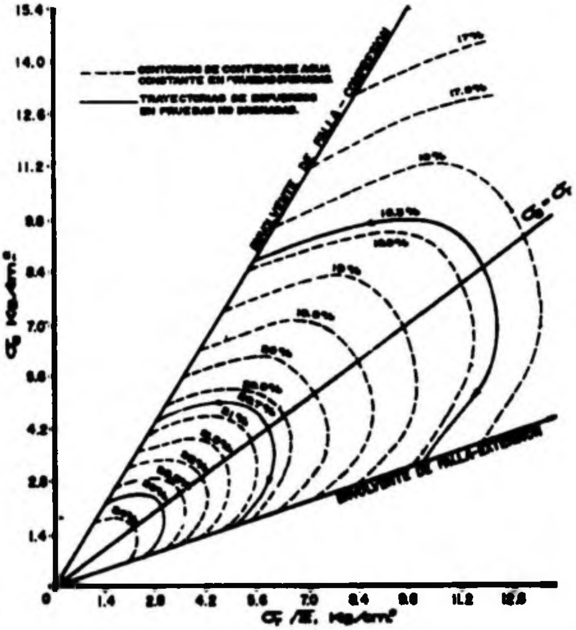


FIG. XII-j. 6. Contornos de contenido de agua constante para la arcilla de Weald normalmente consolidada

En la fig. XII-j.7 se presentan los mismos contornos para la misma arcilla remoldeada de Weald, preconsolidada, con máxima presión de consolidación de 8.5 kg/cm² (120 lb/pulg²). En este caso los contornos ya son diferentes, pues según el grado de preconsolidación crece, las muestras acusan inclusive aumento de volumen y, por lo tanto, de contenido de agua. Nuevamente Henkel hace notar la buena concordancia entre los contornos correspondientes a pruebas drenadas y no drenadas.

Cabe también mencionar que las envolventes de falla, tanto en arcillas normalmente consolidadas como en las preconsolidadas, resultaron comunes para las pruebas drenadas y no drenadas.

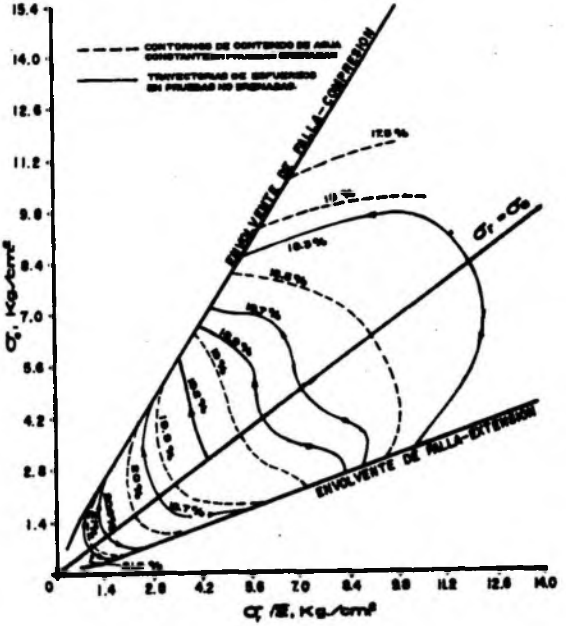


FIG. XII-j. 7. Contornos de contenido de agua constante para la arcilla de Weald preconsolidada. Presión máxima de consolidación: 8.5 kg/cm² (120 lb/pulg²)

La utilización práctica de cierto interés en los resultados de la investigación mencionada estriba en que una vez establecidas las envolventes de falla y la relación entre esfuerzos efectivos y contenido de agua, sea con el uso de pruebas drenadas o no drenadas, pueden predecirse los resultados de cualquier prueba triaxial hecha a la misma arcilla, en lo relativo a cambios volumétricos y evolución de presión de poro. Así, por ejemplo, en una prueba drenada se trazará la trayectoria de esfuerzos efectivos que se siga en la prueba y sus intersecciones con los diferentes contornos de contenido de agua constante irán indicando los cambios volumétricos que tengan lugar y la intersección con la envolvente dará la resistencia y el cambio volumétrico en la falla.

Como comentario final puede decirse que la unicidad de la relación entre contenido de agua y esfuerzos efectivos ha sido aproximadamente comprobada por Henkel sólo para la arcilla de Weald, por lo que de ninguna manera debe verse como una propiedad general, por lo menos en opinión de los autores.

REFERENCIAS

1. Coulomb, C.A. — *Essai sur une application des régles des maximis et minimis á quelques problémes de statique relatifs á l'architecture* — Memoires de la Academie Royale — Vol. VII — Paris — 1776.
2. Baker, B. — *The actual lateral pressure of earthwork* — Minutes of Procedings — Inst. C.E. — Vol. LXV — 1881.
3. Terzaghi, K. — *Erdbaumechanik* — Viena — 1925.
4. Casagrande, A. — Discusión a un artículo de L. Jürgenson titulado *The application of the Theory of Elasticity and Theory of Plasticity to Foundation problems* — Journal, Boston Soc. of Civ. Eng. — Vol. 21 — 1934.
5. Hvorslev, J. — *Conditions for failure of remolded cohesive soils* — Proc. 1st Int. Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering — Cambridge, Mass. — Vol. III — 1936.
6. Casagrande, A. — *Characteristics of cohesionless soils afecting the stability of slopes and earth fills* — Contribution to Soil Mechanics of the Boston Soc. of Civ. Eng. — 1940.
7. Waterways Experimental Station — *Soil Mechanics Fact Fuiduig Survey* — Progress report — Triaxial Shear research — Vicksburg, Miss., E.U.A.
8. Chen, L.S. — *Stress deformations and Strength Characteristics of Cohesionless Soils* — Tesis Doctoral — Universidad de Harvard — 1944.
9. Casagrande, A. y Wilson, S.D. — *Prestress Induced in Consolidated — Quick triaxial tests* — Harvard Soil Mechanics Series Nº 42 — 1953.
10. Casagrande, A. y Hirschfeld, R.C. — *First progress report on investigation of stress deformation and strength characteristics of compacted clays* — Harvard Soil Mechanics Series Nº 61 — 1960.
11. Skempton, A.W. — *The pore-pressure coefficients* A *and* B — Geotechnique — Vol. IV — 1954.
12. Henkel, D.J. — *The shear strength of saturated remoulded clays* — Research conference on Shear strength of cohesive Soils — A.S.C.E. — Colorado — 1960.
13. Bjerrum, L. — *Engineering Geology of Norwegian Normally — Consolidated Marine Clays as Related to Settlements of Buildings* — 7a. Conferencia Rankine. — Géotechnique. — Vol. XVII, — No. 2. — 1967.
14. Henkel, D.J. y Wade, N.H. — *Plane Strain Tests on a Staturated Remoulded Clay.* — Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. — ASCE — Vol. 92, — SM-6, — 1966.
15. Juárez Badillo, E. — *Pore Pression Functions in Saturated Soils.* — NRC and ASTM. Symposium on Laboratory Shear Testing of Soils. — Ottawa, — 1963.
16. Hvorslev, M.J. — *Physical Components of the Shear Strength of Cohesive Soils.* — ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils — Boulder, Colorado, — 1960.
17. Juárez Badillo, E. — *Compressibility of Soils. — Behaviour of Soil under Stress Symposium.* — Indian Institute of Science. — Bangalore, India, — 1965.
18. Rendulic, L. — *Ein Grundgesetz der tonmechanik und sein experimentaller beseis.* — Bauingenieur, — 1937.
19. Henkel, D.J. — *The Shear Strength of Saturated Remoulded Clays* — Research Conference of Shear Strength of Cohesive Soils. Boulder, Colorado. — 1960.
20. Skempton, A.W. — *Long-Term Stability of Clay Slopes.* — IV Rankine Lecture. — Geotechnique, — Vol. XIV, — 1964.

BIBLIOGRAFIA

Theoretical Soil Mechanics — K. Terzaghi — John Wiley and Sons Inc. — 1956.

La Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica — K. Terzaghi y R.B. Peck — (Trad. O. Moretto) — El Ateneo Ed. — 1955.

Fundamentals of Soil Mechanics — D.W. Taylor — John Wiley and Sons Inc. — 1956.

Soils Mechanics, Foundations and Earth Structures — G. Tschebotarioff — McGraw-Hill Book Co. — 1951.

Mecánica del Suelo — J.A. Jiménez Salas — Ed. Dossat — 1954.

Traité de Mecanique des Sols — A. Caquot y J. Kerisel — Gauthier — Villars Ed. — 1956.

Mecanique des Sols et Fondations — J. Verdeyen — Ed. Eyreiles — 1952.

Soil Mechanics for Road Engineers — Road Research Laboratory D.S.I.R. — Her Majesty's Stationery Office — Londres — 1959.

Direct Measurement of shear stresses in soil mass — R.G. Ahlvin — Proc. Highway Research Board — 1954.

Undrained Triaxial Tests on saturated sand and their significance in the general theory of shear strength — A.W. Bishop y A.K. Gamal — Proc. 3th conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering — Vol. I — 1953.

Fundamental Considerations on the Shear Strength of Soils — L. Bjerrum — Geotechnique — Vol. II — 209 — 1951.

The Shearing Resistence of Soil — A. Casagrande — Proc. Soils Found. Conference — U.S. Eng. Department — Boston — 1939.

Triaxial Shear Research — A. Casagrande — Waterways Experiment Station — Vicksburg — 1947.

The effect of overconsolidation on the behaviour of clays during shear — D.J. Henkel — Geotechnique — Vol. VI Nº 4 — 1956.

Mecánica de Suelos (Instructivo para Ensaye de Suelos) — Sría. de Recursos Hidráulicos — México — 1954.

Laboratory Testing in Soil Engineering — T.N.W. Akroyd — G.T. Foulis and Co. — 1957.

Soil Testing for Engineers — T.W. Lambe — John Wiley and Sons Inc. — 1958.